



HUBERT ENGELS

HANDBUCH DES WASSERBAUES

FÜR DAS STUDIUM UND DIE PRAXIS

ZWEI BÄNDE

MIT 1623 ABBILDUNGEN IM TEXT



LEIPZIG UND BERLIN
VERLAG VON WILHELM ENGELMANN
1914

Vorwort.

Trotzdem das literarische Schaffen gerade auf dem Gebiete des Wasserbaues eine beispiellose Ausdehnung gewonnen hat, fehlt es an einem neuzeitlichen Werke, das das Gesamtgebiet des Wasserbaues in einheitlicher Weise so behandelt, daß es auch auf den vielen Sondergebieten, die erst in ihrer Gesamtheit den Wasserbau darstellen, einen den heutigen Bedürfnissen genügenden Führer abgibt.

Das klassische Handbuch Gotthilf Hagens ist das letzte derartige Werk geblieben. Und so sehr es auch noch die Fundstätte für die wichtigsten wissenschaftlichen Grundlagen der Wasserbaukunst ist und bleiben wird, so ist es nur natürlich, daß es dort nicht mehr den neuzeitlichen Ansprüchen genügt, wo es sich um technische und insbesondere um maschinelle Einrichtungen und neue Bauweisen handelt, und wo auch die Anforderungen des heutigen Weltverkehrs in Frage kommen. Und ein Werk wie »der Hagen« läßt sich nicht neu bearbeiten: es würde dabei sein Bestes, seine Eigenart verlieren.

Erst nach langem Zaudern und nicht ohne Bedenken und erst nach immer wieder an ihn herangetretenen dringenden Wünschen seiner zahlreichen ehemaligen Schüler hat sich der Verfasser zur Bearbeitung des vorliegenden Handbuches entschlossen. Wenn auch das Buch selbst den Nachweis dafür erbringen muß, ob und inwieweit der Verfasser zu einem solchen Beginnen berechtigt war, so darf doch hier gesagt werden, daß ihm die Durchführung der sehr schweren Aufgabe dadurch erleichtert wurde, daß er in einer fast 27jährigen Lehrtätigkeit, die gleichzeitig eine Zeit des Forschens, des Reisens und der Betätigung als beratender Ingenieur auf den mannigfachsten Gebieten des Wasserbaues war, den Stoff des vorliegenden Handbuches in seinen Vorlesungen behandelt hat: freilich in ganz anderer Entwicklung und Form und in erheblich geringerer Ausdehnung als in dem Handbuche.

Ein Handbuch ist ja als solches dadurch gekennzeichnet, daß es bereits vorhandenes Wissen und vorliegende Erfahrungen bringt: seine Eigenart wird daher weniger aus dem Stoffe an sich bedingt als aus der Art und Weise, wie es ihn bringt und verarbeitet. So läßt sich ein Handbuch nicht schreiben, ohne weitgehenden Gebrauch von der vorhandenen Literatur zu machen. Daß Verfasser vor einem solchen Gebrauch nicht zurückgeschreckt ist, wird das Werk zeigen, da allenthalben die benutzten Quellen namhaft gemacht worden sind. Es zeigt aber auch, daß es keinen Anspruch erheben will und kann, ein erschöpfendes, gelehrtes Quellenwerk zu sein: der Verfasser hat sich vielmehr einer tunlichsten Beschränkung befleißigt, indem er glaubt, dadurch die Brauchbarkeit des Werkes zu erhöhen.

Das Handbuch soll in einheitlicher Weise und planmäßiger, ineinander greifender Entwicklung die Summe unseres Wissens und unserer Erfahrungen auf dem außerordentlich vielseitigen Gebiete des gesamten Wasserbaues sowohl dem angehenden als auch dem im Berufe stehenden Ingenieur vermitteln. Dem Studierenden soll es das in den Vorlesungen Gebotene nicht etwa ersetzen — das Beste, das gesprochene Wort läßt sich überhaupt nicht ersetzen — wohl aber ergänzen, dem praktisch tätigen Ingenieur aber die Unterlagen geben, deren er bei seinen Entwurfsarbeiten bedarf.

Indem der Verfasser sich allenthalben bemüht hat, nicht nur fertige Ergebnisse zu bringen, sondern diese, wo solches möglich, wissenschaftlich abzuleiten und zu be-

gründen, sowie ihre Anwendung an Rechnungsbeispielen und ausgeführten Bauten zu erläutern, glaubt er nicht nur den nüchternen Forderungen des praktischen Gebrauches zu entsprechen, sondern auch zu wissenschaftlicher Forschung anzuregen: nicht zu unfruchtbaren Spekulationen, sondern zu solchen Forschungen, die sich auf Beobachtungen aufbauen. Soll doch der Wasserbaumeister bei seinen baulichen Maßnahmen Naturkräfte so leiten, daß der Zweck dieser Maßnahmen in möglichst wirtschaftlicher Weise und möglichst vollkommen erfüllt wird. Dazu bedarf es aber in erster Linie der Kenntnis der Naturvorgänge selbst.

So baut sich das Handbuch auf einer breiten naturwissenschaftlichen Grundlage auf. Über die Stoffgliederung ist hier in Kürze das folgende zu bemerken.

Der Erste Teil behandelt das Vorkommen und die Bewegungen des Wassers. In ihm kommt die Einheitlichkeit des Aufbaues dadurch zum Ausdruck, daß außer der strömenden Bewegung auch die Wellenbewegung erörtert wird.

Der Zweite Teil, Gewässerkunde, umfaßt folgerichtig nicht nur die Gewässer des Binnenlandes, sondern auch das Meer, wie auch der ihn abschließende Abschnitt, Hydrometrische Arbeiten, auch die Messung der Meereswellen und der Meeresströmungen enthält.

Der Dritte Teil, Flußbau, geht aus von der Bildung und dem Verhalten der Wasserläufe unter Einschluß der Wildbäche und der Flußmündungen, behandelt dann das Entwerfen der Flußregelungen und schließt ab mit der Ausführung der Flußregelungen: wiederum unter Ausdehnung auf den ganzen Fluß von seinen ersten Anfängen an bis zu seiner Mündung in das Meer.

Im Vierten Teile werden die Stauanlagen erörtert, d. h. die Wehre, Talsperren und Wasserkraftanlagen.

Der Fünfte Teil umfaßt den Schutz des Landes gegen das Wasser, d. h. die Uferschutzbauten des Binnenlandes und der Seeküste, den Dünenbau und die Deiche. Den Erörterungen über die Seeuferschutzbauten geht auch eine eingehende Behandlung der Wirkung der Wellen auf die Ufer voran: wobei namentlich die ausgezeichneten Beobachtungen Gaillards in großer Ausführlichkeit herangezogen sind.

Der Sechste Teil, landwirtschaftlicher Wasserbau, beschließt den I. Band.

Der II. Band umfaßt den gesamten Verkehrswasserbau. Er hat daher als einleitenden

Siebenten Teil einen Abriß über Schiffahrt, sowohl See- als auch Binnenschiffahrt, erhalten. Nachdem so die Anforderungen der Schiffahrt klar gelegt sind, werden die Verkehrswasserbauten erörtert, und zwar zunächst im

Achten Teil die Schiffsschleusen, im

Neunten Teil die Kanalisierung der Flüsse und Schiffahrtskanäle und endlich im

Zehnten Teil die Häfen.

Ein ausführliches Sachverzeichnis am Schlusse des II. Bandes wird den Gebrauch des Werkes erleichtern.

Möge das Werk, die Summe eines arbeitsreichen Lebens, das erwecken und fördern, was ihm das Dasein gegeben: hingebende Arbeit an dem weiteren Ausbau unseres schönen Faches, zum Wohle der Menschheit!

Dresden, im Januar 1914.

Hubert Engels.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Teil.

Vorkommen und Bewegungen des Wassers.

I. Abschnitt.

Die Erde und das Wasser.

II. Abschnitt.

Bewegungen des Wassers.

Zweiter Teil.

Gewässerkunde.

I. Abschnitt.

Die fließenden und stehenden Gewässer des Binnenlandes.

Vierter Teil.

Wehre, Talsperren und Wasserkraftanlagen.

I. Abschnitt.

Wehre.

II. Abschnitt.

Talsperren.

III. Abschnitt.

Wasserkraftanlagen.

Fünfter Teil.
Schutz des Landes gegen das Wasser.

I. Abschnitt.
Uferschutzbauten.

II. Abschnitt.
Deiche.

Sechster Teil.
Landwirtschaftlicher Wasserbau.

I. Abschnitt.

II. Abschnitt.
Die Entwässerung.

II. Abschnitt.

Binnenschiffahrt.

Achter Teil.

Schiffsschleusen.

Neunter Teil.

Kanalisierung der Flüsse und Schiffahrtskanäle.

I. Abschnitt.

Kanalisierung der Flüsse.

II. Abschnitt.

Schiffahrtskanäle.

Zehnter Teil.

Häfen.

Erster Teil.

Vorkommen und Bewegungen des Wassers.

I. Abschnitt.

Die Erde und das Wasser.

A. Die Lufthülle des Erdkörpers. [1]

§ 1. Allgemeines.

Die Atmosphäre reicht bis in eine noch unbekannte Höhe. Der Luftdruck nimmt mit zunehmender Höhe ab, wofür folgende Zahlen gelten können:

Höhe über der Erdoberfläche in km	0	10	20	30	40	50	100
Luftdruck in mm Quecksilbersäule	760	217	51	9	1	0,1	0,001

Die für den Ingenieur wichtigen Vorgänge in der Lufthülle beschränken sich jedoch auf die unterste, nur wenige Kilometer hohe Luftschicht.

Wegen der ungleichen Verteilung der Wärme auf der Erdoberfläche herrscht in der Lufthülle fortwährende Bewegung, die das gestörte Gleichgewicht wiederherzustellen sucht. Die Schwankungen des Wasserdampfgehaltes und der Wärme bedingen in ihrem Zusammenwirken das Klima eines Ortes.

§ 2. Die Wärmeverteilung auf der Erde.

Der Wärmezustand der Lufthülle ist der Unterschied zwischen dem Wärmezuwachs durch die Einstrahlung und dem Wärmeverlust infolge der Ausstrahlung. Da die Lufthülle die von der Sonne ausgehende leuchtende Wärmestrahlung leichter durchläßt als die von der erwärmten Erdoberfläche aus rückkehrende dunkle Strahlung, so empfängt sie ihre Wärme hauptsächlich von dem erwärmten Erdboden, sie muß deshalb nach oben hin kälter werden.

Die Wärme der Lufthülle ist daher auch abhängig von der Beschaffenheit des Grundes, auf dem sie ruht. Die Luft erwärmt sich über dem Festlande rascher als über Wasserflächen, zumal an diesen mit steigender Temperatur die große Wärmemengen verbrauchende Verdunstung zunimmt. Andererseits ist aber der Wärmeverlust durch Ausstrahlung über dem Lande größer als über Wasserflächen, da über letzteren die Luft wegen ihres sehr großen Gehaltes an Wasserdampf eine erheblich kleinere Wärmedurchlässigkeit besitzt als über dem Lande.

Die Lufthülle vermindert den Unterschied der Jahreszeiten, indem sie im Sommer abkühlend, im Winter aber wärmeerhaltend wirkt.

Da nun diese Doppelwirkung über Wasserflächen erheblich stärker auftritt als über Landflächen, so entsteht ein schroffer Gegensatz zwischen den Wärmeverhältnissen der Inseln und Küsten und jenen im Innern der Festländer: auf dem gleichen Breitengrade nimmt im Sommer die Wärme von der Küste nach dem Innern zu, und zwar in stärkerem Maße als im Winter auf dem gleichen Wege die Temperatur abnimmt. Der Unterschied in den Wärmeverhältnissen auf ein und demselben Breitengrade ist daher im Winter am kleinsten, im Sommer am größten und die mittlere Jahrestemperatur auf dem Festlande niedriger als an der Küste.

Die wirkliche Wärmeverteilung auf der Erde wird aber noch mitbedingt durch die Luft- und Meeresströmungen.

Wegen seiner großen spezifischen Wärme und der beständigen Verdunstung an der Oberfläche erwärmt sich das Wasser nur langsam und in geringem Maße. Die Meeresoberfläche hat selbst unter dem Äquator eine durchschnittliche Temperatur von nur 26 bis 28° C und von höchstens 30° C. Das feste Land erwärmt sich erheblich schneller und stärker: der Sand der Sahara erhitzt sich bis auf mehr denn 70° C.

In etwa 1 m Tiefe unter der Erdoberfläche verschwindet bereits der Unterschied zwischen der Tages- und Nachttemperatur. Die Tiefe, in der die Temperatur gleichbleibend ist, in der also auch der Unterschied der Jahreszeiten aufhört, ist um so geringer, je kleiner der Unterschied zwischen der stärksten und schwächsten Sonnenbestrahlung ist: in den Tropen beträgt sie nur 6 m, in unseren Breiten aber etwa 30 m. Grundwasser in dieser Tiefe wird also keine Wärmeschwankungen aufweisen. Unter dieser Tiefe beständiger Temperatur findet wieder eine Wärmezunahme statt, die zu etwa 1° C auf je 30 m Tiefe angenommen werden kann.

Die tägliche Wärmeänderung ist eine Folge der täglichen Änderung der Sonnenhöhe. Während der Nacht tritt Erkaltung durch Wärmeausstrahlung ein. Die niedrigste Tagestemperatur stellt sich fast stets kurz vor Sonnenaufgang ein, die höchste Wärme nach Mittag. Mit zunehmender Tageslänge verspätet sich der Eintritt der Höchstwärme. An der Küste, wo bei Tage Seewind herrscht, fällt die Höchsttemperatur fast mit der Mittagszeit zusammen.

Die tägliche Wärmeschwankung ist im Winter am kleinsten, im Sommer am größten. An trüben Tagen ist sie kleiner als an heiteren, daher an der Küste kleiner als im Binnenlande. Sie ist am größten am Äquator, am kleinsten an den Polen. Auf hohen Bergen ist sie kleiner als in der Ebene.

Die jährliche Wärmeänderung ist eine Folge der verschiedenen Tagesdauer und Sonnenhöhe am Mittage im Winter und Sommer. Sie ist daher am größten an den Polen, am kleinsten unter dem Äquator, an der Küste kleiner als im Binnenlande.

Die höchste und tiefste Temperatur des Jahres tritt einige Zeit nach dem höchsten und tiefsten Sonnenstande ein. Auf der nördlichen Halbkugel ist im Durchschnitt der Juli der wärmste, der Januar der kälteste Monat; das umgekehrte gilt für die südliche Halbkugel. In den Äquatorialgegenden sind April und Oktober die wärmsten, Juli und Januar die kältesten Monate. In den gemäßigten Breiten haben der April und der Oktober nahezu die mittlere Jahrestemperatur.

Die Wärmeverhältnisse werden also bedingt durch die Seehöhe, die geographische Breite und die Entfernung von der Küste.

Was zunächst die bereits kurz begründete Wärmeabnahme mit der Höhe angeht, so steigen zwar die am Boden erwärmten Luftschichten in die Höhe, sie dehnen sich aber hierbei aus und werden dadurch kühler, und zwar trockene Luftschichten in stärkerem Maße als feuchte. Im Gebirge nimmt die Wärme ziemlich gleichmäßig mit der Höhe ab: um etwa 0,6° C für je 100 m, als Mittelwert zwischen der Abnahme um etwa 0,5° C im Winter und 0,7° C im Sommer. Oberhalb der Höhe von 4000 m scheint die Temperatur im Mittel um etwa 0,7° C auf 100 m abzunehmen. Weiter haben die bisherigen Beobachtungen erkennen lassen, daß in der Luftschicht zwischen 2000 und 4000 m Höhe die Wärme verhältnismäßig langsam abnimmt. Das ist zurückzuführen

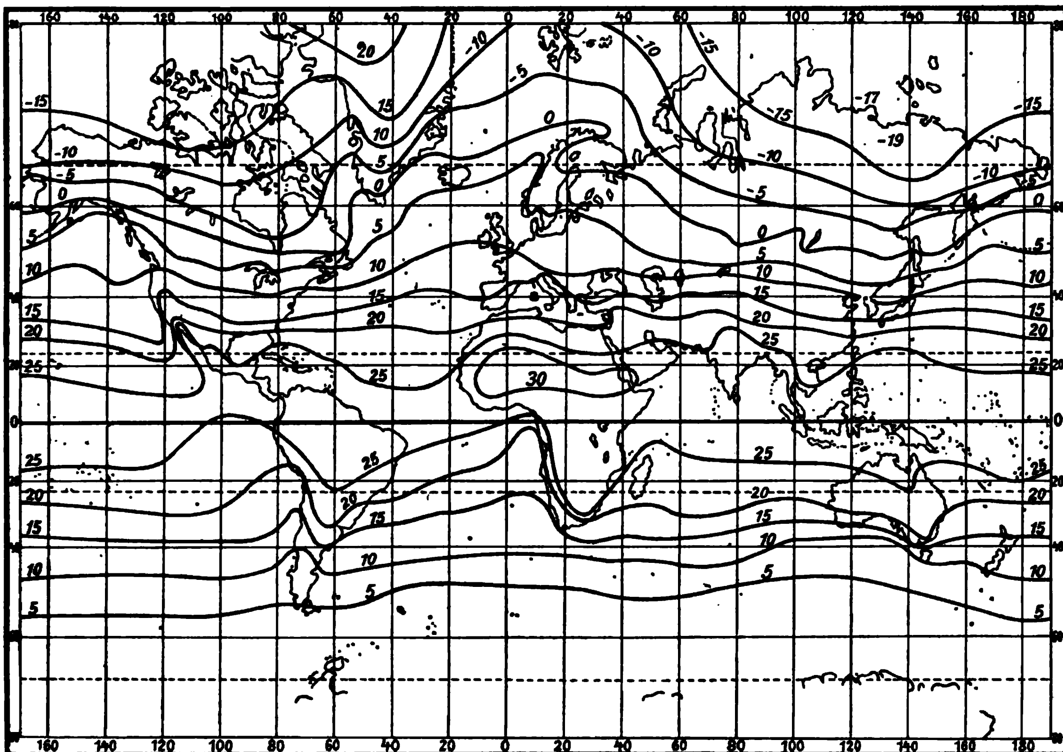


Fig. 1. Linien gleicher Jahreswärme.

auf die besonders in dieser Schicht eintretende Verdichtung des Wasserdampfes, bei der seine gebundene Wärme die Temperatur der aufsteigenden Luft wieder erhöht.

Bezieht man die beobachteten Temperaturen auf Seehöhe und verbindet man die Orte gleicher Zahlenwerte auf einer Karte durch Linien, dann erhält man Linien gleicher Wärme oder Wärmegleichen (Fig. 1). Die Figur zeigt, daß zwischen dem 30. und 70. Breitengrade auf je einen Breitengrad die Wärme im Mittel um 0,75° C abnimmt. Sie zeigt weiter, daß die Westküsten der Festländer wärmer sind als das Innere und als die Ostküsten, daß aber dieser Unterschied gegen die niedrigeren Breiten hin mehr und mehr abnimmt und sich sogar später umkehrt, daß in der heißen Zone die Landflächen wärmer sind als die Meere und endlich, daß umgekehrt in den höheren Breiten die Landflächen kälter sind als die Meere. Landflächen wirken erwärmend in der Tropenzone, wo die Sonnenstrahlung überwiegt, abkühlend in höheren Breiten, wo

die Wärmeausstrahlung das Übergewicht hat. Zwischen dem 42. und 45. Breitengrade sind Wasser und Land gleich warm.

§ 3. Luftdruck und Winde.

Ein Barometerstand von 760 mm in Seehöhe entspricht einem Drucke von 10333 kg/qm, da das spezifische Gewicht des Quecksilbers 13,596 beträgt. Da nun ein Kubikmeter trockener Luft bei diesem Drucke und bei 0° C 1,293 kg wiegt, so müßte sie eine Höhe von

$$\frac{10333}{1,293} = 7991 \text{ m}$$

haben, um den Druck von 10333 kg/qm oder den Druck einer Atmosphäre auszuüben.

Seehöhe in m	0	20	340	680	1030	1390	1780	2180	2600	3050	3530
Luftdruck in mm	762	760	730	700	670	640	610	580	550	520	490

Vorstehende Zusammenstellung zeigt die Abnahme des Luftdruckes mit der Höhe.

Infolge der täglich wiederkehrenden Erwärmung der Lufthülle, namentlich ihrer oberen Schichten, ist der Luftdruck am höchsten in der neunten bis zehnten Vormittag- und Abendstunde, am niedrigsten in der dritten bis vierten Morgen- und Nachmittagstunde.

Die ungleichmäßige Verteilung der Luftwärme ruft in der Lufthülle eine Störung des Gleichgewichtes hervor. Wird an irgend einem Orte die Luftsäule von unten her stärker erwärmt als ihre Umgebung, dann dehnt sie sich aus, jede obere Schicht wird von der unter ihr liegenden emporgedrängt und zwar in einem nach oben abnehmenden Grade, so daß die Schichten gleichen Druckes sich heben, also der Luftdruck in den höheren Schichten zunimmt. Am Boden selbst bleibt der Luftdruck ungeändert.

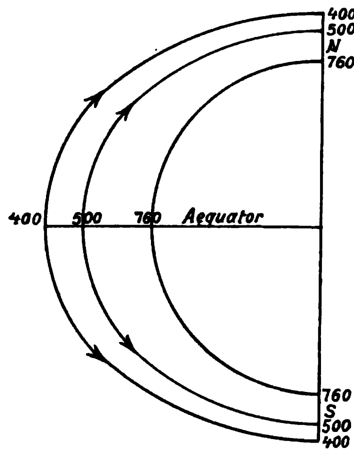


Fig. 2.

Die mittlere Temperatur der Lufthülle nimmt im allgemeinen vom Äquator gegen die Pole hin ab. In der heißen Zone ist die Luft am feuchtesten und wärmsten und daher auch am stärksten ausgedehnt, mithin in den höheren Schichten der Luftdruck größer als in gleichen Höhen höherer Breiten. Den Lotschnitt von Flächen gleichen Luftdruckes längs eines Mittagkreises zeigt Fig. 2. Es nimmt also in gleichen Höhen der Luftdruck nach den Polen hin ab, so daß die Luft vermöge des in jeder dieser Schichten wirkenden Gefälles polwärts abfließen muß. Da sich dadurch über dem Äquatorialgebiet das Gewicht der drückenden Luftsäule um das der abfließenden Luft vermindert, so muß hier an der Erdoberfläche der Luftdruck sinken. Umgekehrt muß an der Erdoberfläche der Luftdruck polwärts zunehmen, weil ja die in der Höhe zufließende Luftmenge das Gewicht der Luftsäule vergrößert. Das wird durch folgende Beobachtungen bestätigt.

	Süd-Amerika, Äquator	Nord-Amerika, 39° N.
Luftdruck an der Erdoberfläche in mm	759	767
» in 4300 m Seehöhe in mm	458 (auf dem Antisana)	444 (auf Pike's Peak)

Vom Äquator nach den höheren Breiten hin nimmt also an der Erdoberfläche der Luftdruck zu, aber in 4300 m Höhe ab. Das bedingt zwei Luftströmungen, eine obere nördliche und eine untere südliche. Da der Erdumfang mit zunehmender geographischer Breite abnimmt, so findet die von einem Umkreis von 40000 km in der Höhe abfließende Luft bald keinen Raum mehr, um gleichmäßig gegen die Pole hin abzufließen, sie sinkt vielmehr schon in der Gegend des 30. Breitengrades herab und tritt hier in den unteren Teil des Kreislaufes ein. Jenseits dieser Breite ist die Luftströmung nach Norden gerichtet, wobei aber die Strömungen der unteren Schichten hauptsächlich durch den Wärmeunterschied der Land- und Wasserflächen bedingt werden, so daß die Regelmäßigkeit und Stetigkeit der tropischen Luftströmungen verschwindet. Fig. 3 stellt den allgemeinen Kreislauf der Lufthülle in seinen Grundzügen dar.

Die auf die Meridiane bezogene Richtung dieser Luftströmungen — die nach der Himmelsrichtung bezeichnet werden, von der sie kommen — erleidet aber, wie unschwer einzusehen, durch die Achsendrehung der Erde auf der nördlichen Halbkugel eine Ablenkung nach rechts, auf der südlichen eine solche nach links. Die Größe dieser Ablenkung verändert sich mit dem Sinus der geographischen Breite, ist also am Äquator gleich Null und nimmt mit wachsender Breite zu. Dadurch werden alle polwärts gerichteten Strömungen zu westlichen, alle nach niedrigeren Breiten gehenden Strömungen zu östlichen. Die unteren Luftströmungen zwischen dem Äquator und dem 30. Breitengrade (Fig. 3) erscheinen deshalb als nordöstliche Winde auf der nördlichen und als südöstliche Winde auf der südlichen Halbkugel: das sind die Passatwinde. Die oberen Luftströmungen der Tropenzone und die polwärts gerichteten der höheren Breiten werden SW-Winde auf der nördlichen, NW-Winde auf der südlichen Halbkugel.

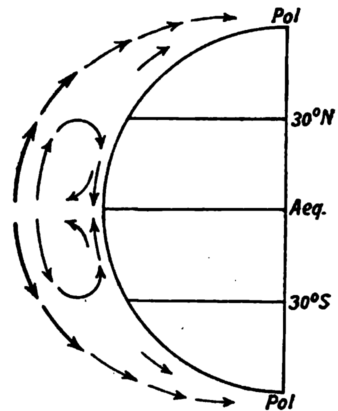


Fig. 3.

Die Darstellung der Fig. 3 enthält nicht die rückkehrenden Strömungen der gemäßigten Zonen, die erforderlich sind, um die jenseits des 30. Breitengrades nach dem Pole hin abfließenden Luftmassen nach dem Äquator zurückzuführen. Diese rückkehrenden Strömungen kommen in folgender Weise zustande. Durch die Achsendrehung der Erde werden die in der Höhe polwärts gehenden Strömungen auf der nördlichen Halbkugel nach rechts abgelenkt und bilden einen Wirbel um den Pol, dessen Kreisungsgeschwindigkeit polwärts sehr rasch wächst, da die Luft nicht nur in Gegenden mit geringerer Kreisungsgeschwindigkeit kommt, sondern auch der Umdrehungsachse sich nähert. Die Geschwindigkeit wächst aber im einfachen Verhältnisse mit der Abnahme des Halbmessers der Breitenkreise. Durch die Fliehkraft im Luftwirbel am Pol entsteht eine Luftdruckabnahme im Wirbelmittelpunkt, also niedriger Luftdruck am Pol und ein unteres Gefälle nach dem Pol hin. Außerdem wird aber durch den polaren Wirbelring das Abfließen der Luft gehemmt und dadurch in den subtropischen Zonen hoher Luftdruck sowie ein sehr starkes oberes Gefälle nach dem Pol hin erzeugt. Dieses obere Gefälle nimmt nach den unteren Schichten hin ab. Kommen nun die Luftmassen mit der dem oberen großen Gefälle entsprechenden großen Geschwindigkeit und Fliehkraft in höheren Breiten in die unteren Schichten mit schwachem Gefälle, so fließen sie vermöge ihrer großen Fliehkraft gegen die unteren schwachen Gefälle, also, diese überwindend, nach dem Aquator hin wieder ab. Auf diese Weise schließt sich

der allgemeine Kreislauf der Lufthülle. An der Erdoberfläche selbst treten diese rückfließenden unteren Luftströmungen nicht auf, da die untere Rückströmung durch die in den untersten Schichten auftretende Reibung und Mischung mit von unten aufsteigender Luft eine Einbuße an ihrer Kreisungsgeschwindigkeit erleidet und dadurch unfähig wird, gegen das untere polwärts gerichtete Gefälle nach dem Äquator hin abzufließen. Sie wird als unterste WSW-Strömung in den Mittelpunkt des großen Wirbelringes hineingezogen.

Fig. 4.
Linien gleichen Luftdruckes und Winde im Juli
bezogen auf Meeresspiegel

beständige Winde — veränderliche Winde — stürmische Winde (mittlere Windstärke über 12 m in der Sekunde) — mässige Winde (" " 6-12 " " " ") — schwache Winde (" " unter 6 " " " ")

Nach den Windverhältnissen pflegt man drei Zonen zu unterscheiden:

1. Den Kalmengürtel des Äquators.
2. Die Passatzone bis etwa zum 30. Grade nördlicher und südlicher Breite.
3. Die Zone von der äußersten Polargrenze des Passates bis zum Pole, das Gebiet der vorherrschenden Westwinde.

Die Figuren 4 und 5 lassen erkennen, daß im allgemeinen im Winter unten die Luft von den Festländern nach dem Meere hin fließt, in der Höhe aber umgekehrt von den Meeren gegen die Festländer hin, und daß diese Erscheinungen im Sommer sich umkehren. Die Richtung dieser Strömungen wird dadurch bedingt, daß die Luft stets von dem Orte höheren nach dem niedrigeren Luftdruckes hinfließt, und dabei durch die Erddrehung auf der nördlichen Halbkugel nach rechts abgelenkt wird, so daß sie den Ort niedrigsten Druckes zur Linken läßt. Dadurch entsteht eine drehende Bewegung

der Luftmassen um den Ort des niedrigen Luftdruckes von rechts nach links, entgegen dem Zeiger der Uhr. (Zyklonale Luftbewegung.) Aus den gleichen Gründen erhält auf der nördlichen Halbkugel die vom Hochdruckgebiete abfließende Luft, da die

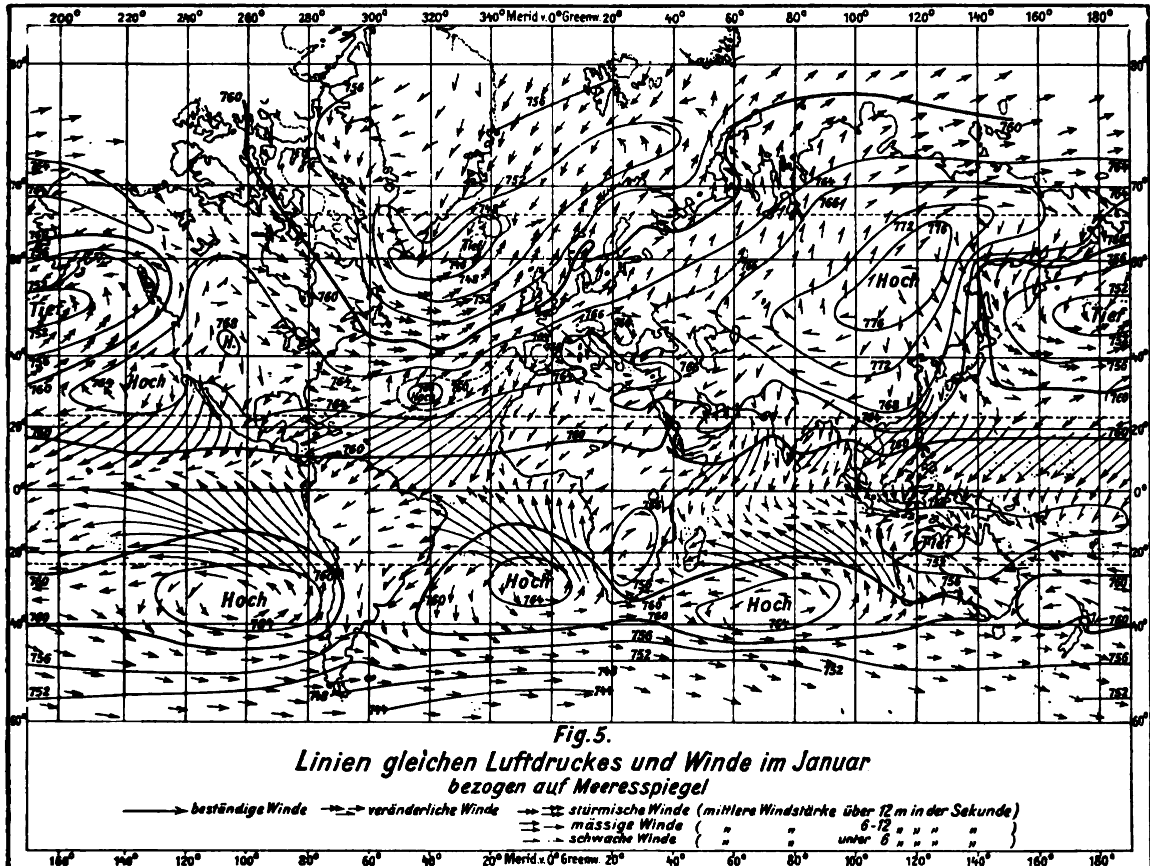
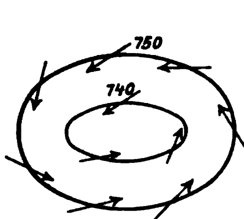


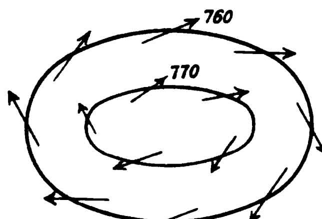
Fig. 5.
Linien gleichen Luftdruckes und Winde im Januar bezogen auf Meeresspiegel

Bewegung vom Mittelpunkt des hohen Druckes ausgeht, eine Drehbewegung von links nach rechts, wie der Zeiger der Uhr. (Antizyklonale Bewegung.) Die Figuren 6 und 7 veranschaulichen diese Vorgänge durch Linien gleichen Luftdruckes und Windpfeile. In beiden Fällen liegt die Linie niedrigeren Druckes links vom Winde.



Zyklonale Luftbewegung.


Fig. 6.



Antizyklonale Luftbewegung.


Fig. 7.

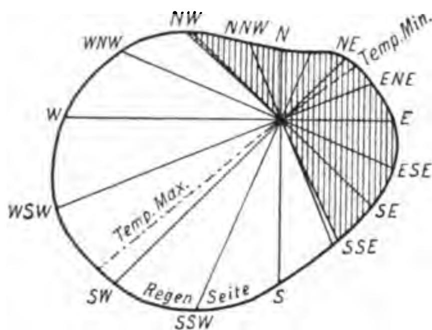


Fig. 8.

In größeren Höhen steht, Fig. 8, wegen der hier fast ganz ausscheidenden Wirkung der Reibung, die Windrichtung sogar fast senkrecht auf der Verbindungslinie

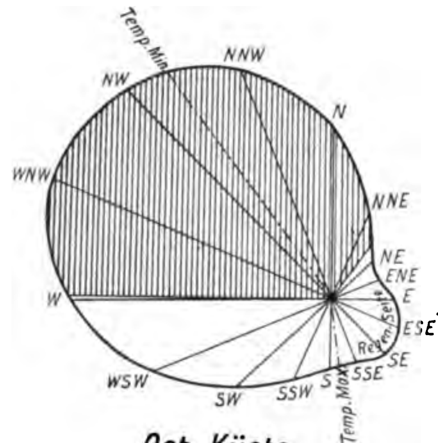
zwischen dem Beobachtungsorte A und dem Orte des kleinsten Druckes, so daß ein Beobachter, der dem Winde den Rücken kehrt, den Ort kleinsten Druckes zur Linken hat. (Gesetz von Buys Ballot.)

Europa hat vorherrschend südliche und westliche Winde, die, vom Ozean herüberwehend, warm und feucht sind. Das ist darin begründet, daß Europa den besonders im Winter stark ausgeprägten Ort des kleinsten Luftdruckes zur Linken hat und nördlich von einem atlantischen Gebiete hohen Luftdruckes liegt. Die Ostseiten von Nordamerika und von Asien liegen auf der linken Seite der atlantischen und pazifischen

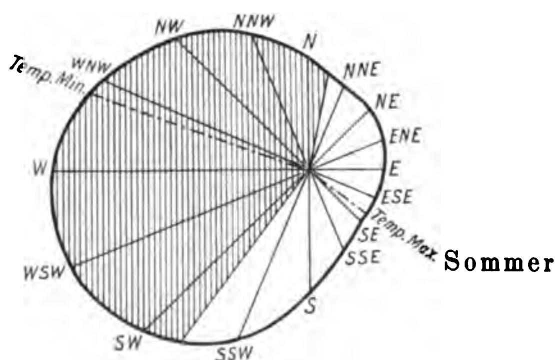


West-Küste
Fig. 9.

Winter

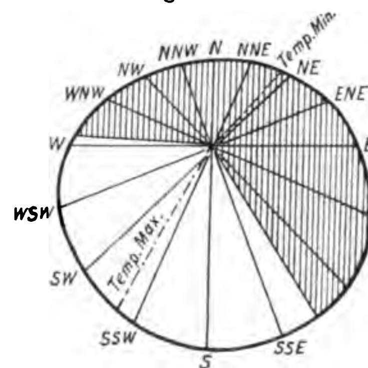


Ost-Küste
Fig. 10.



West-Küste
Fig. 11.

Sommer



Ost-Küste
Fig. 12.

Gebiete kleinsten Druckes. Sie werden daher vorwiegend von nördlichen und nordwestlichen, also sehr kalten und trockenen Winden bestrichen, ein Umstand, der den großen Temperaturgegensatz auf gleichen Breiten zwischen den Ostküsten von Amerika und Asien gegenüber den Westküsten von Europa und Nordamerika erklärt. Dieser Gegensatz wird dadurch noch verschärft, daß die Meeresströmungen das warme Wasser aus den niederen Breiten den Westküsten der höheren Breiten zuführen, während die kalten eisführenden Strömungen sich den Ostküsten zuwenden.

Die Figuren 9 bis 12 geben für die West- und Ostküsten der außertropischen Festländer der nördlichen Halbkugel die Häufigkeit der Winde und deren Einfluß auf

die Temperatur an. Die Häufigkeit der Winde ist durch die Länge der Strahlen dargestellt, während die gestrichelten Flächen die Häufigkeit der die Temperatur erniedrigenden Windrichtungen umfassen.

Land- und Seewinde. An den Küsten erzeugt bei Tage die stärkere Erwärmung des Landes im Verhältnisse zu derjenigen der See ein Abfließen der wärmeren Luft in der Höhe nach der See, während gleichzeitig unten die kühlere Luft als Seewind dem Land zufließt. Bei Nacht kehrt sich der Vorgang um, weil dann das Meer wärmer ist als das durch Wärmestrahlung rasch erkaltende Land: es herrscht dann unten Landwind und in der Höhe ein landwärts wehender Ersatzwind. Die Land- und Seewinde wehen im allgemeinen senkrecht zur Küstenlinie. In den Tropen ist der Seewind wesentlich stärker als der Landwind. Er verstärkt den Passat an den Ostküsten und schwächt ihn an den Westküsten.

Beobachtung und Messung des Windes. Die Windrichtung wird durch die bekannte Wetterfahne angezeigt und entweder einfach abgelesen oder auch selbsttätig aufgezeichnet. Für die Aufgaben und Arbeiten des Bauingenieurs genügt es, die Wind- oder Kompaßrose in 16 gleiche Winkel von je $22^{1}/_{2}{}^{\circ}$ zu teilen, während man in der Seeschiffahrt eine Teilung in 32 gleiche Teile vornimmt, die sogenannten »Striche« der Kompaßrose, so daß ein Strich einem Winkel von $11^{1}/_{4}{}^{\circ}$ entspricht, vgl. Fig. 13.

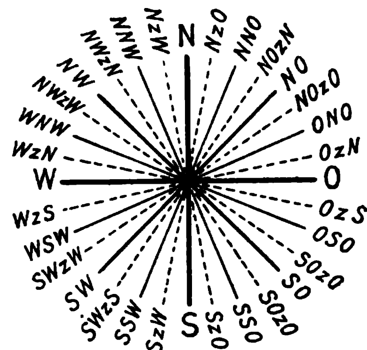


Fig. 13. Windrose.

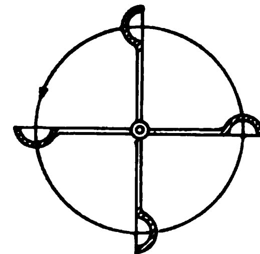
Zur Vermeidung von Irrtümern sei darauf aufmerksam gemacht, daß die Franzosen die Westrichtung mit O (Ouest) bezeichnen.

Auf den Seekarten wird in die Kompaßrose noch die Nordrichtung der Kompaßnadel eingetragen, deren, an den verschiedenen Orten der Erde verschiedene, Abweichung von der Meridianlinie als Mißweisung (Deklination) bezeichnet wird.

Die Winde werden entweder nur einmal täglich zu einer Stunde beobachtet, zu welcher erfahrungsgemäß die Windstärke ihren Größtwert zu erreichen pflegt, oder aber, wie an den deutschen Küsten, um 8 Uhr morgens, 2 Uhr nachmittags und 8 Uhr abends.

Um über die mittleren Windverhältnisse, z. B. eines Hafenortes, einen sicheren Aufschluß zu erhalten, hat man die Ergebnisse einer möglichst großen Reihe von Beobachtungsjahren zusammenzustellen, wobei man sich meistens damit begnügen kann, die Beobachtungsergebnisse auf die acht Hauptwindrichtungen zu beziehen.

Wir besitzen noch keine Vorrichtungen, die in befriedigender Weise unmittelbar den Winddruck messen, und behelfen uns meistens immer noch mit dem Schalenkreuz von Robinson, das in der aus Fig. 14 ersichtlichen Weise die Zahl der Umdrehungen anzeigt.


Fig. 14. Schalenkreuz von Robinson.

Das Verhältnis dieser Umdrehungszahl zur mittleren Windgeschwindigkeit muß für jeden Apparat durch Versuche ermittelt werden.

Mehrjährige Beobachtungen über Windrichtung und Windstärke für einen Hafenplatz usw. sind in folgender Weise zu verwerten:

Windrichtungen		N	NO	O	SO	S	SW	W	NW
Beobachtet	Anzahl der Tage = n =	40	27	48	32	39	75	62	42
	Mittlere Windgeschwindigkeiten = w in m/sek	1,2	1,1	1,0	0,6	0,7	0,9	1,3	1,2
Wirkungen der Winde = nw =		48,0	29,7	48,0	19,2	27,6	67,5	80,6	50,4
Winddrucke = nw^2 =		57,6	32,7	48,0	11,5	19,3	60,8	104,8	60,5

In den Figuren 15, 16, 17 und 18 sind diese Werte zeichnerisch aufgetragen: R_1 ist die Resultierende der Windrichtungen, R_2 die der Produkte nw und R_3 die der Produkte nw^2. Derartige Untersuchungen sind zur Beurteilung der auf den Beobachtungsort einwirkenden Windverhältnisse unerläßlich.

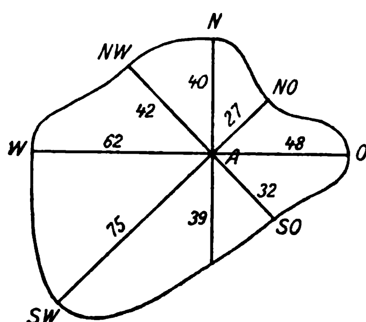


Fig. 15.

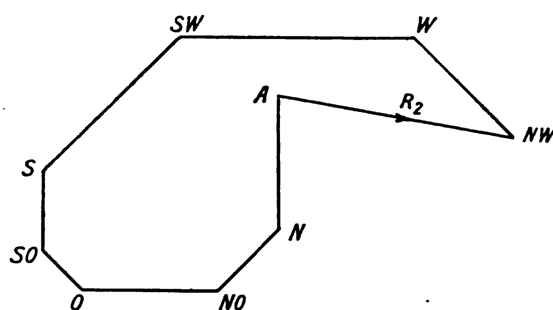


Fig. 17.

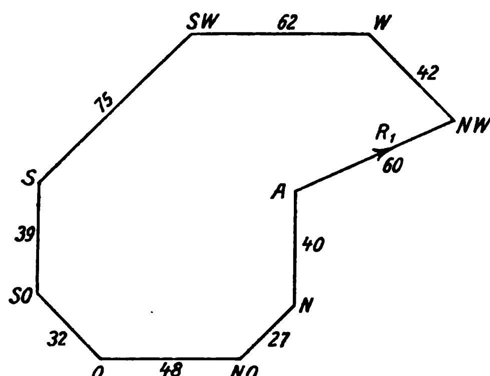


Fig. 16.

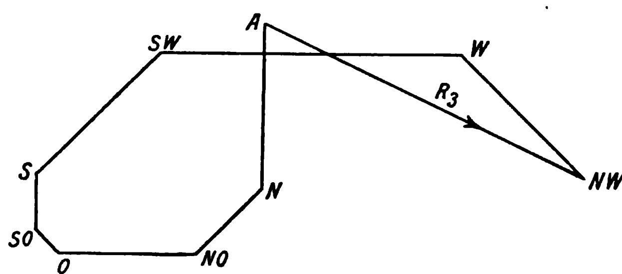


Fig. 18.

Die Größe des **Winddruckes** läßt sich einschätzen mit Hilfe der Formel

$$P = \frac{w^2}{8} \text{ kg/qm (vgl. auch Fig. 19).} \tag{1}$$

Für Bauten an der offenen Küste rechne man mit

$$P = 275 \text{ kg/qm},$$

entsprechend einer Windgeschwindigkeit $w = 46{,}9$ m.

Diese Formel gibt übrigens ziemlich übereinstimmende Ergebnisse mit der Skala des Engländers Beaufort.

Windstärken nach Beaufort.

Stärke	Bezeichnung	Geschwindigkeit m/sek	Geschwindigkeit Knoten = Sml/st	Druck kg/qm
0	Windstille oder sehr leiser Zug	0 bis 1,3	0 bis 2,5	0 bis 0,2
1	Leiser Zug.	3,6	7	1,5
2	Flaue Brise	5,8	11,3	4,1
3	Leichte Brise	8,0	15,6	7,7
4	Mäßige Brise	10,3	20,0	12,6
5	Frische Brise	12,5	24,3	18,9
6	Steife Brise	15,2	29,6	27,9
7	Harter Wind.	17,9	34,8	38,7
8	Stürmischer Wind	21,5	41,8	55,6
9	Sturm.	25,0	48,6	75,6
10	Starker Sturm	29,1	56,6	102,5
11	Schwerer Sturm	33,5	65,1	135,7
12	Orkan	40,2 und darüber	78,1 und darüber	195,5 und darüber

Die Dezimalstellen der 3., 4. und 5. Spalte rühren von der Umrechnung aus den englischen Maßen her.

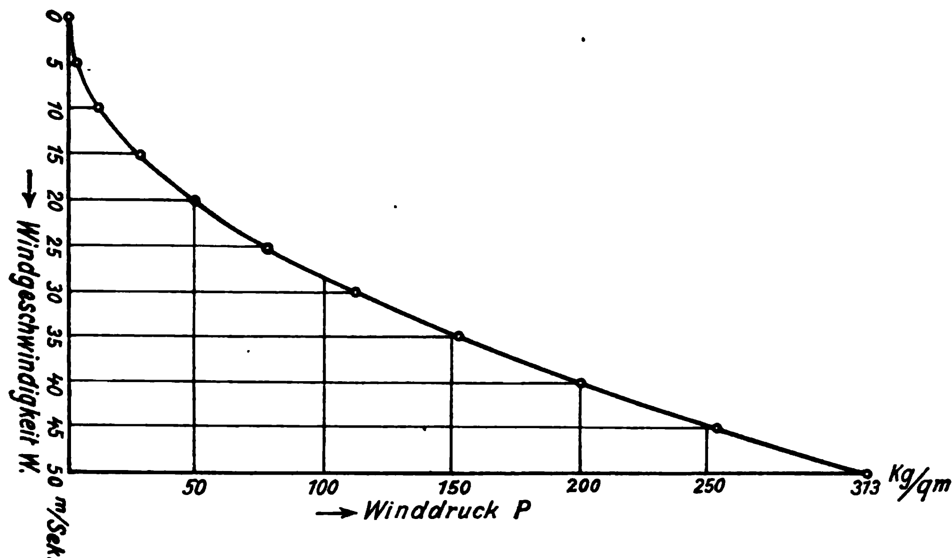


Fig. 19.

§ 4. Der Wasserdampf in der Lufthülle.

Die Luft enthält stets Wasser und Wasserdampf, jenes als Wolken und Nebel, die aus feinen schwebenden Wassertröpfchen bestehen, diesen als unsichtbares Gas. Wenn auch die stehenden und fließenden Gewässer des Festlandes, sowie eine lebende Pflanzendecke der Luft über sich Wasserdampf mitteilen, so verdankt die Luft doch hauptsächlich ihren Gehalt an Wasserdampf der Verdunstung an der Oberfläche der Weltmeere. Der Wasserdampfgehalt muß daher allgemein von der Küste nach dem Inneren zu abnehmen.

Der größtmögliche Wasserdampfgehalt der Luft ist von der Temperatur abhängig. Er wird gemessen durch die Erniedrigung der Quecksilbersäule in einem Dampfbarometer, in dessen Toricellische Leere man einige Tropfen Wasser hat emporsteigen lassen. Letztere ist dann mit gesättigtem Dampf angefüllt.

Anstatt, wie gewöhnlich, den wirklichen Wasserdampfgehalt der Luft als sogenannten Dampfdruck durch die Höhe einer Quecksilbersäule anzugeben, die der Spannkraft des Wasserdampfes das Gleichgewicht halten würde, tut man besser, ihn durch das Gewicht des in einem Kubikmeter Luft enthaltenen Wasserdampfes auszudrücken. Die Zusammengehörigkeit beider Werte zeigt folgende Zusammenstellung.

Größte Spannungen des Wasserdampfes bei der Temperatur t^0 C und zugehörige Wasserdampfgewichte. (Nach der Hütte, 21. Aufl., I. Band, S. 422.)

t^0 C	Spannung des Wasserdampfes in mm/Q.-S. von 0° h_1	Gewicht von 1 cbm Wasserdampf bei t^0 und h_1 mm in g γ_1	t^0 C	Spannung des Wasserdampfes in mm/Q.-S. von 0° h_1	Gewicht von 1 cbm Wasserdampf bei t^0 und h_1 mm in g γ_1	t^0 C	Spannung des Wasserdampfes in mm/Q.-S. von 0° h_1	Gewicht von 1 cbm Wasserdampf bei t^0 und h_1 mm in g γ_1
−10	1,9	2,1	8	8,0	8,3	17	14,5	14,5
− 5	3,0	3,3	9	8,6	8,8	18	15,5	15,4
± 0	4,6	4,9	10	9,2	9,4	19	16,5	16,3
+ 1	4,9	5,2	11	9,8	10,0	20	17,5	17,3
2	5,3	5,6	12	10,5	10,7	21	18,6	18,3
3	5,7	6,0	13	11,2	11,4	22	19,8	19,4
4	6,1	6,4	14	12,0	12,1	23	21,1	20,6
5	6,5	6,8						
6	7,0	7,3	15	12,8	12,8	24	22,4	21,8
7	7,5	7,8	16	13,6	13,7	25	23,8	23,1

Die Dampfspannung in Millimetern gibt also genügend genau das Gewicht des Wasserdampfes in g/cbm an.

Mit steigender Temperatur nimmt die Aufnahmefähigkeit der Luft für Wasserdampf zu, während durch Abkühlung eine Sättigung der Luft herbeigeführt werden kann. Taupunkt ist die Temperatur, bei der die Sättigung eintritt. Relative Feuchtigkeit ist das Verhältnis der in der Luft vorhandenen Wassermenge zu derjenigen, die sie bei gleicher Temperatur höchstens würde annehmen können. Unter Sättigungsdefizit versteht man die Wassermenge, die zur vollen Sättigung der Luft entsprechend der herrschenden Temperatur fehlt.

Ist

Q_w die bei einer bestimmten Temperatur in der Luft vorhandene Wassermenge,
Q_m die bei der gleichen Temperatur mögliche Wassermenge,
R die relative Feuchtigkeit,
D das Sättigungsdefizit,

dann ist

$$\frac{Q_w}{Q_m} = R$$

und

$$D = Q_m - Q_w = \frac{Q_w}{R}(1 - R).$$

Mit sinkender Temperatur sinkt der wirkliche Feuchtigkeitsgehalt der Luft und steigt die relative Feuchtigkeit, und umgekehrt.

Der wirkliche Wasserdampfgehalt nimmt daher mit der Temperatur rasch gegen die Pole hin ab, während die relative Feuchtigkeit unter höheren Breiten durchschnittlich größer ist als unter niedrigen. Ebenso muß der wirkliche Wasserdampfgehalt mit der Höhe wegen der dann rasch sinkenden Temperatur abnehmen und gleichzeitig die Luft relativ feuchter werden.

Es besteht für eine bestimmte Temperatur an der Erdoberfläche, d. h. für jede Jahreszeit, eine bestimmte Höhenschicht, in der die Luft mit Wasserdampf gesättigt ist; in größerer Höhe wird sie wieder trockener. Der mittlere Wasserdampfgehalt der höheren Luftschichten, ausgedrückt in Hundertsteln des Wasserdampfgehaltes an der Erdoberfläche, beträgt:

In Höhen von	0	1	2	3	4	5	6	7	8	km
Wasserdampf	100	70	49	35	24	17	12	8	6	v. H.

In der unteren 2000 m hohen Schicht ist also bereits die Hälfte des gesamten Wasserdampfes enthalten und oberhalb 6500 m nur noch ein Zehntel desselben.

Die relative Feuchtigkeit nimmt von der Küste landeinwärts im Sommer weit erheblicher ab als im Winter, da im Winter auch die Luftwärme landeinwärts rasch abnimmt, also die Luft mit Feuchtigkeit gesättigt bleibt.

Die wirkliche Feuchtigkeit wird wesentlich durch die Winde in dem Sinne beeinflußt, daß Seewinde sie erhöhen, Landwinde sie erniedrigen. So sind für Europa die vom Atlantischen Ozean herüberwehenden SW- und W-Winde die Regenwinde und die NO- und O-Winde die trockenen Winde.

Ebenso müssen die aus niedrigen Breiten kommenden warmen Winde die wirkliche Feuchtigkeit erhöhen, die kalten Winde aus höheren Breiten sie erniedrigen.

Entstehung der Niederschläge. Wird bei der Abkühlung der Taupunkt unterschritten, dann wird ein Teil des Wasserdampfes verdichtet und flüssig. Ist z. B. der wirkliche Dampfgehalt an einem Orte 7,0 mm und wird die Luft unter 6° C abgekühlt, dann scheidet ein Teil des Wasserdampfes als Wasser aus.

Eine Abkühlung der Luft kann erstens dann erfolgen, wenn warme Luft mit einem kalten Körper in Berührung kommt: darauf ist die Bildung von Tau und Reif und häufig auch von Nebel zurückzuführen. In Wüsten und Steppen, also in ausgedehnten Gebieten sehr trockener Luft, kann keine Taubildung eintreten, sie ist aber sehr reichlich in tropischen Ländern und im Gebirge. Wenn auf sonnige, warme und feuchte Tage heitere Nächte folgen, dann erkaltet in diesen der Boden durch Wärmeausstrahlung, wobei dichte, wenn auch nur sehr niedrige, Bodennebel auftreten.

Eine reichlichere Verdichtung des Wasserdampfes wird durch die Mischung zweier ganz oder doch nahezu gesättigter Luftmassen ungleicher Wärme hervorgerufen. Es möge sich z. B. 1 cbm gesättigter Luft von 25° C und einem Dampfgehalt von 23,1 g mit 1 cbm gesättigter Luft von 10° C und einem Dampfgehalt von 9,4 g mischen. Wäre die Luft trocken, dann würde die mittlere Wärme der Mischung 17,5° C betragen. Der mittlere Dampfgehalt der Mischung beträgt 16,25 g. Bei 17,5° C kann aber 1 cbm Luft nur 14,95 g Dampf enthalten, es müßte also aus jedem Kubikmeter der Mischung 16,25 — 14,95 = 1,30 g Wasserdampf sich ausscheiden. Da aber bei der Verdichtung

von 1 g Wasserdampf 0,6 Wärmeeinheiten frei werden und die Luftwärme wieder erhöhen, so ist die Abkühlung kleiner als bei der in unserer Rechnung angenommenen trockenen Luft. In Wirklichkeit ist die Temperatur der Mischung 18,3° C, anstatt nur 17,5° C, und daher das Gewicht der verdichteten Dampfmenge nur 16,25 — 15,67 = 0,58 g. Das würde selbst bei einer 1000 m hohen Luftsäule nur eine Wassermenge von 0,58 kg/qm oder eine Niederschlagshöhe von nur 0,58 mm ergeben. Es werden also durch die Mischung gesättigter Luftmassen verschiedener Temperatur keine so große Niederschläge hervorgerufen, wie man solches früher irrtümlicherweise geglaubt hat, indem man die gebundene Wärme des Wasserdampfes unberücksichtigt ließ.

Dagegen tritt beim Emporsteigen feuchter Luftmassen wegen der dann erfolgenden dynamischen Abkühlung eine ergiebige Verdichtung des Wasserdampfes, also reichliche Bildung von Niederschlägen ein, sobald durch diese Abkühlung der Taupunkt unterschritten wird.

Allerdings wird durch die bei diesem Vorgange frei werdende Wärme die Abkühlung um so mehr gehemmt, je wärmer die gesättigte feuchte Luft ist, und in je größerer Höhe die Verdichtung vor sich geht, weil die Wirkung der gebundenen Wärme bei gleich starker Verdichtung nach oben hin zunimmt. Steigt z. B. gesättigte Luft von 20° C von der Meeresfläche aus 2000 m empor, so kühlt sie um etwa 9° C ab. Bei 11° C kann aber 1 cbm Luft nur 10,0 g Wasserdampf enthalten, es müssen also 17,3 — 10,0 = 7,3 g/cbm verdichtet werden. Würde die Luft nur mit einer Geschwindigkeit von 1 m/sek. fortwährend bis zu 2000 m emporsteigen, so würde stündlich eine Wassermenge von etwa 26 kg/qm oder die sehr beachtliche Regenhöhe von 26 mm gebildet werden.

Herabsinkende Luftbewegung bedingt umgekehrt stets Trockenheit. Die Niederschlagsbildung wird dann eine besonders reichliche sein, wenn warme und feuchte Seewinde durch Gebirgszüge zum Aufsteigen gezwungen werden, oder wenn sie in Gebiete niedrigen Luftdruckes hineinwehen, in deren Innerem die Luft in aufsteigender Bewegung ist. Im ersteren Falle empfängt die Wind- oder Luvseite des Gebietes bedeutend mehr Niederschläge als die Lee- oder Regenschattenseite.

Der Einfluß der Bodenerhebung auf die Größe der Niederschläge ist selbst bei kleinen Erhebungen wahrnehmbar: so weist die Südwestseite des Teutoburger Waldes unter dem Einflusse der südwestlichen Regenwinde eine um etwa 20 v. H. größere Niederschlagshöhe auf als die Nordostseite.

Die Niederschlagsmenge eines Ortes ist daher abhängig von seiner Entfernung von der Küste, seiner Höhe über dem Meere oder seiner Seehöhe und besonders auch von seiner Lage zu einem die herrschende Windrichtung kreuzenden Gebirgszuge.

Gegenüber den Luftströmungen ist die Bedeckung des Bodens von verschwindendem Einfluß auf die Niederschlagsmenge. Wasseransammlungen üben einen nur örtlichen Einfluß aus. Ausgedehnte Waldungen haben eine Vermehrung der Niederschläge zur Folge. Da aber die Baumkronen erhebliche Wassermengen zurückhalten, so fällt auf den Waldboden weniger Wasser — etwa 12 bis 20 v. H. — als auf benachbartes Freiland.

§ 5. Die Regenmenge.

Die Messung der Niederschläge.

Die Menge der gefallenen Niederschläge wird durch die in Millimetern ausgedrückte Regenhöhe bestimmt, das ist die Höhe der Wasserschicht, die sich auf einer ebenen wagerechten Fläche ohne Verluste durch Abfluß, Versickerung und Verdunstung

ansammeln würde, nachdem die etwaigen Niederschläge in fester Form, wie Schnee, Hagel und Graupeln, geschmolzen sein würden.

Für viele wasserbaulichen Entwürfe bildet die Kenntnis der Regenhöhe eine unerläßliche Grundlage, da die Regenhöhe die Abflußmengen der natürlichen Wasserläufe die Ergiebigkeit von Grundwasserströmen und die Abmessungen künstlicher Gerinne und Kanäle mitbedingt. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die Niederschläge zu messen.

Die Regenhöhe wird im Regenmesser gemessen. Er besteht aus drei Teilen: aus dem oberen Auffangegefäß, das einen trichterförmigen Boden besitzt und von einem Behälter getragen wird, in dem sich eine Sammelflasche befindet. Alle drei Teile sind aus Zinkblech gebildet. Das in den Trichter einlaufende Regenwasser ergießt sich in die Sammelflasche, in der es bis zur Messung verbleibt. Damit das Wasser in der Sammelflasche möglichst gegen Verdunstung geschützt ist, ist jene so in dem Behälter aufgestellt, daß sie ringsum durch eine Luftschicht von dem der Sonnenbestrahlung ausgesetzten Behältermantel getrennt ist; aus dem gleichen Grunde steht sie nicht unmittelbar auf dem Behälterboden, sondern auf einem auf diesen aufgelöteten Ringe. Der Regenmesser wird entweder an einen hölzernen oder eisernen Pfosten angehängt oder auf ein Tragbrett aufgestellt, das an diesem angebracht ist.

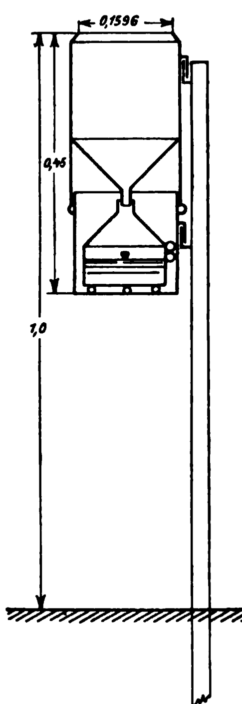


Fig. 20.

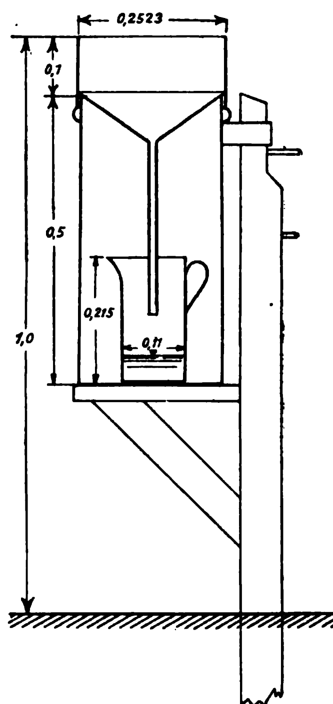


Fig. 21.

Fig. 20 zeigt den in Preußen verwendeten Regenmesser von Hellmann, Fig. 21 den in Österreich benutzten. Ersterer hat eine Auffangeöffnung von 159,6 mm Durchmesser und 200 qcm Größe, letzterer eine solche von 253,3 mm Durchmesser und 500 qcm Größe.

Die Messungen sind nur dann miteinander vergleichbar, wenn die Auffangeöffnungen in der gleichen Höhe über dem Erdboden liegen, die gewöhnlich 1 m beträgt. In Bayern ist sie mit 1,4 m vorgeschrieben. Wo erfahrungsgemäß größere Schneeverwehungen auftreten, wird die Auffangehöhe bis auf 2 m vergrößert. Bei der Aufstellung ist noch zu beachten, daß die Niederschläge von allen Seiten Zutritt haben müssen, und daß daher die Regenmesser in gehörigem Abstande von Gebäuden, Mauern, Zäunen, Bäumen usw. aufzustellen sind. Auch sind Orte zu vermeiden, die dem Winde besonders stark ausgesetzt sind.

Zur Bestimmung des Niederschlagswassers oder der Regenhöhe dient das Meßglas, Fig. 22. Die bezifferten Teilstriche geben die Regenhöhe in ganzen Millimetern an, die Zwischenteilstriche in Zehntelmillimetern.

Ist

Q die im Regenmesser aufgefangene Wassermenge,
F die Auffangefläche,
h die Regenhöhe,
f der Querschnitt des Meßglases,
x die Höhe der bezifferten Teilung,

dann ist
$$Q = Fh = fx$$
und
$$x = \frac{Fh}{f}.$$
Für
$$F = 20f \text{ und } h = 1 \text{ mm wird}$$
$$x = 20 \text{ mm},$$
d. h. eine 20 mm hohe Wassersäule im Meßglase entspricht 1 mm Regenhöhe.

Das Meßglas kann nur 10 mm Niederschlag aufnehmen, bei größerer Niederschlagshöhe ist es daher mehr als einmal zu füllen.

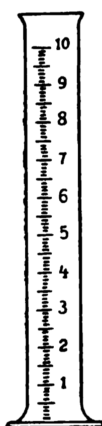


Fig. 22
Die Meßröhre.

Jede Regenmeßstelle ist mit zwei Meßvorrichtungen zu versehen, die zur Zeit der Messung ausgetauscht werden. Wenn es dann regnet oder schneit, ist der zweite Regenmesser bis zu dem Augenblicke, wo er eingehängt ist, mit einem Deckel verschlossen zu halten, und dieser dann rasch auf den anderen, abgenommenen Regenmesser aufzusetzen, so daß eine zweimalige Messung eines Teiles des Niederschlages verhütet wird. Der abgehängte Regenmesser wird in einen geschützten Raum getragen, woselbst entweder die Sammelflasche sofort in das Meßglas entleert wird, oder erst nach dem Auftauen des Schnees, der Graupeln oder des Hagels.

Die Messung wird gewöhnlich einmal täglich, meistens um 7 Uhr früh vorgenommen. Da aber die Sammelflasche bei etwa 70 mm Regenhöhe gefüllt ist, und bei weiterem Regen überlaufen würde, so hat man in solchen Fällen, namentlich bei starkem anhaltenden Landregen, zum mindesten abends um etwa 7 Uhr, eine zweite Messung, die sogenannte Teilmessung, vorzunehmen. Bei Schneefall müssen die Messungen mehrmals am Tage wiederholt werden, da dann die Gefäße sich schneller füllen.

Für viele Aufgaben des Wasserbaues ist die Kenntnis der Dichtigkeit und Dauer der wolkenbruchartigen Sturzregen von besonderer Bedeutung. Sie kann nur mit Hilfe von selbstschreibenden Regenmessern oder Regenschreibern gewonnen werden, die auch den zeitlichen Verlauf und die Verteilung der Dichtigkeit angeben. Sie sind meistens so eingerichtet, daß das in den Sammelzylinder gelangende Regenwasser einen Schwimmer hebt, dessen Bewegung auf einer mit eingeteiltem Papier bespannten Trommel verzeichnet wird, die um ihre lotrechte Achse durch ein Uhrwerk langsam gedreht wird. Nach diesem Grundgedanken sind die Hellmannschen Regenschreiber von dem Mechaniker R. Fueß in Steglitz erbaut, Fig. 23. Das Regenwasser fließt durch eine vom Trichterboden des Auffangegefäßes ausgehende Röhre in einen Zylinder, in dem sich ein Schwimmer befindet, an dessen Achse ein Schreibstift angebracht ist. Die Trommel dreht sich in 24 Stunden einmal um ihre Achse. Die Teilung des Papierbogens geht aus der Fig. 24 hervor, die einen Streifen eines mit Aufzeichnungen versehenen Papierbogens wiedergibt. Sobald der Schreibstift den oberen Rand des Papiers erreicht hat — also bei je 10 mm Regenhöhe — entleert sich der Zylinder durch einen Heber in das darunter stehende Sammelgefäß; der Schwimmer mit dem Schreibstift sinkt alsdann auf die Nullage herab, und steigt, wenn der Regen anhält, wieder empor.

Den gleichen Grundgedanken zeigt der in Österreich verwendete Regenmesser der mechanischen Anstalt von O. A. Ganser in Wien, Fig. 25. *A* ist das Auffangegefäß, *B* das Abfallrohr, *C* der Zylinder, *D* die Vorrichtung zur Übertragung der Bewegung der Schwimmerachse auf den Stift, *E* der Schreibstift, *F* die Schreibtrommel und *G* der Entleerungsheber.

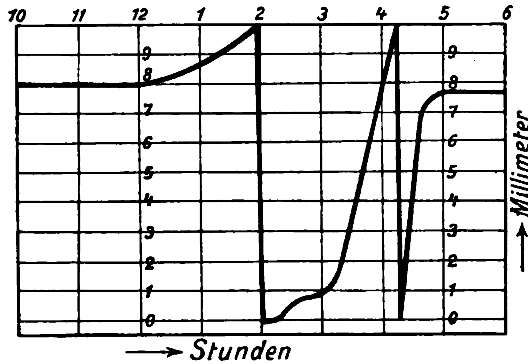


Fig. 24.

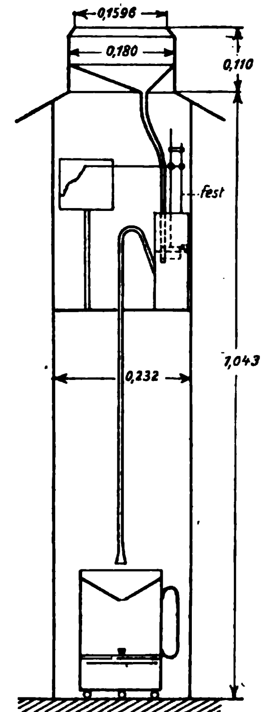


Fig. 23.

Die Messung der Schneedecke.

Die Beobachtung der Schneebedeckung ist von Bedeutung für die Beurteilung der Wasserführung der Flüsse zur Zeit der Schneeschmelze, der Bildung von Hochwasser und Grundwasser, sowie des Eindringens des Frostes in den Boden. Sie wird am Schneepegel angestellt, einem in Dezimeter geteilten Pfahl oder Stab, der lotrecht in den Boden eingerammt oder auch eingegraben wird. Der Nullpunkt der Teilung liegt in Bodenhöhe. Soll — wie das z. B. im Hochgebirge erforderlich werden kann — der Pegel auch aus größeren Entfernungen mit dem Fernglase ablesbar sein, dann ist seine Teilung besonders deutlich auszuführen. Als Standort ist ein möglichst ebenes Gelände zu wählen, auf dem sich erfahrungsgemäß die mittlere Schneehöhe bildet. Der Pegel darf daher weder an solchen Orten stehen, an denen der Schnee besonders zusammengeweht wird, noch dort, wo die Winde ihn hinwegfegen. Für die bauliche Ausführung empfiehlt es sich, einen mindestens 10 cm starken Eichenpfahl in den Boden einzutreiben und ihn dann in Bodenhöhe abzuschneiden. Nunmehr wird in den Pfahl von oben ein Loch von dem Durchmesser des Schneepegels vorsichtig so eingebohrt, daß dieser lotrecht und fest steht. Wenn kein Schneefall mehr zu erwarten ist, wird der Schneepegel herausgezogen und das Loch zugestöpselt. Für Eisenpegel nehme man den hölzernen Grundpfahl so stark, daß der eiserne Schneepegel auf ihm fest aufgeschraubt werden kann. Sehr dünne Schneedecken mißt

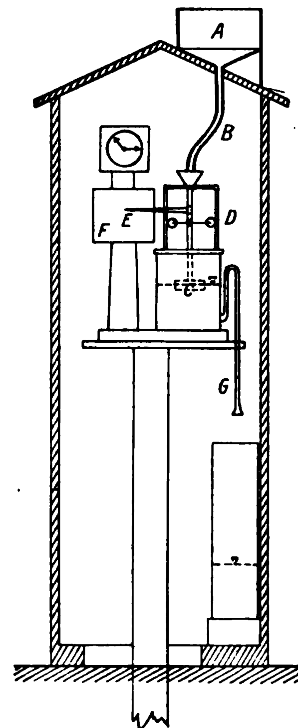


Fig. 25.

man mit einem gewöhnlichen Metermaß an mehreren passend verteilten Stellen; das Mittel aus diesen Messungen gilt dann als Schneehöhe.

Um den Wasserwert der Schneedecke zu erhalten, wird an einer Stelle, wo der Schnee möglichst gleichmäßig gelagert ist, mit dem zum Regenmesser gehörigen Behälter ein Schneezylinder aus der Schneedecke ausgestochen, nach dem Unterschieben einer dünnen Platte gehoben und dann in dem Behälter geschmolzen. Das Schmelzwasser wird in dem Meßglase des Regenmessers gemessen. Es ist einleuchtend, daß der Wasserwert der Schneedecke je nach der Temperatur, nach dem Alter und der Höhe des Schnees usw. innerhalb weiter Grenzen schwanken muß, so daß der Begriff der sogenannten spezifischen Schneetiefe als Höhe der Schneeschicht, die beim Schmelzen einen Millimeter Wasserschicht ergibt, ein sehr schwankender ist. So liegen Messungen vor, bei denen 1 cm Schneehöhe eine Wasserhöhe von 1 mm ergab, und solche, bei denen die entsprechende Wasserhöhe fast 5 mm betrug.

Immerhin kann man für überschlägliche Rechnungen nach den vorliegenden Messungen einen Mittelwert von etwa 2 mm oder ein Verhältnis der Schneehöhe zum Wasserwert von etwa 5:1 annehmen.

Beobachtete Regenmengen.

Allgemeines. Die Niederschlagsverhältnisse eines Gebietes werden durch Regenkarten so veranschaulicht, daß man die Orte gleicher Niederschlagshöhen eines bestimmten Zeitabschnittes — eines Tages, Monates, Jahres oder einer längeren Jahresreihe usw. — durch Linien miteinander verbindet. Diese Linien sind also Linien gleicher Regenhöhe oder Regengleichen. Auf den Karten sind diese Linien auf runde Zahlen bezogen und die von ihnen eingeschlossenen Flächen durch Farbtöne so unterschieden, daß das nasseste Gebiet am dunkelsten, das trockenste am hellsten erscheint. Solche Karten dienen auch dazu, die Regenhöhe solcher Orte zu bestimmen, von denen keine Regenmessungen vorliegen: sie wird durch Einmittlung zwischen den beiden angrenzenden Regengleichen erhalten.

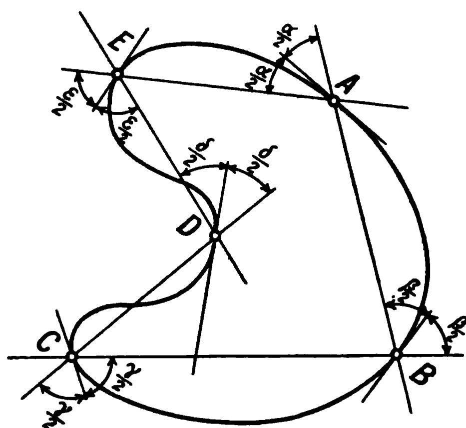


Fig. 26.

Um beim Zeichnen der Regengleichen Willkürlichkeiten möglichst zu vermeiden, verbinde man, Fig. 26, zunächst die eingetragenen Festpunkte A, B, C, D, E durch gerade Linien, verlängere diese Linien über die Festpunkte hinweg und ziehe die Kurve so, daß die Winkelhalbierenden zwischen je zwei Geraden Tangenten der Kurve bilden.

Da eine aufsteigende Luftbewegung die Erzeugung von Niederschlägen begünstigt, so sind die niederen Breiten im allgemeinen niederschlagsreicher als die hohen. Eine Ausnahme bilden die subtropischen Wüstengebiete, weil über ihnen trotz ihrer hohen Sommerwärme infolge der allgemeinen Kreisung der Lufthülle die Luft in absteigender Bewegung sich befindet. — Gebirge sind niederschlagsreicher als ihre Umgebung. Wo Gebirgszüge von einem feuchten warmen Winde getroffen werden, haben sie eine regenreiche Luvseite und eine trockene Leeseite. Die auf der letzteren liegenden Flachgebiete

sind regenarm. Auch solche Länder, die von hohen Gebirgen rings umschlossen sind, sind, namentlich in der kälteren Jahreszeit, trocken.

Die regenreichsten Gebiete der Erde sind der äquatoriale Kalmengürtel, weil hier die stark erwärmten Luftschichten stetig emporsteigen, das ostindische Monsungebiet, infolge des Südwest-Monsuns, der Südfuß der Alpen, die Westküsten von Nordengland, Schottland und Norwegen, die Küste von Nordwest-Amerika, die Westküsten von Patagonien und Neuseeland. In den beiden gemäßigten Zonen sind die westlichen Gebirgsküsten regenreich, weil an ihnen die warmen Winde — SW auf der nördlichen, NW auf der südlichen Halbkugel — ihre Feuchtigkeit zuerst niederschlagen.

Hinter den regenausscheidenden Randgebirgen nimmt nach dem Inneren des Landes hin die Niederschlagshöhe ab, nur Gebirgszüge können wieder eine örtliche Zunahme erzeugen.

Zu den regenarmen Gebieten gehören die kontinentalen Wüsten und Steppen in Nordafrika und Asien zwischen dem 18. und 30. Grad nördlicher Breite. Die Wüste Gobi ist deshalb trocken, weil der hohe ringförmige Gebirgswall den Winden ihre Feuchtigkeit entzieht. Auch der Kalahari in Südafrika wird durch die Randgebirge die Feuchtigkeit der Seewinde geraubt.

Die Trockenheit der Westküsten der Festländer in den subtropischen Breiten ist dadurch bedingt, daß sie unter dem doppelten Einflusse der dort vorherrschenden kühlen polaren Winde und der kühlen gleichgerichteten Meeresströmungen stehen. An den Ostküsten finden sich die umgekehrten Verhältnisse vor.

Die einem Gebiete zukommende jährliche Regenmenge kann entweder zeitlich ziemlich gleichmäßig verteilt sein oder nur zeitweise auftreten. Das letztere ist dort der Fall, wo zeitliche Winde, die Passate und Monsune, wehen. Jenseits der Passatgrenzen, etwa des 40. Breitengrades, beginnt das Gebiet der vorherrschenden W-Winde und damit das Gebiet des gleichmäßig verteilten Regenfalles, wenn auch hier gewisse Jahreszeiten regenreicher sind als andere. Nur an den Ostseiten der Festländer gehen die tropischen Sommerregen unmittelbar in die der höheren Breiten über.

An das tropische Regengebiet schließt sich das etwa zwischen 28° und 40° Breite liegende subtropische an, das Gebiet der Winterregen: der Sommer ist wegen der dann wehenden polaren Winde regenarm. Zu ihm gehören der Ländergürtel des Mittelmeeres, Persien, Kalifornien, das Oregon- und Washington-Territorium, ferner Chile, das Kapland, der Südwesten von Australien und die Nordinsel von Neuseeland. Nur die Ostseiten der Festländer, wie der östliche Teil der Vereinigten Staaten, Chinas, des Kaplandes, Natals und Argentiniens, haben Sommerregen, die durch sommerliche Winde bedingt werden: ein Umstand, dem diese Länder ihre hervorragende Bedeutung als Ackerbaustaaten verdanken.

Jenseits der subtropischen Breiten liegt das Gebiet mit Regen zu allen Jahreszeiten, wenn auch an den Westküsten der Herbstregen und im Inneren der Sommerregen vorwiegt.

Jährliche Regenhöhe.

Fig. 27 bringt nach Alexander Supan [2] eine Karte der Verteilung der mittleren jährlichen Regenmenge auf der festen Erdoberfläche, während die nachstehenden Angaben R. Fritzsche [3] entnommen sind.

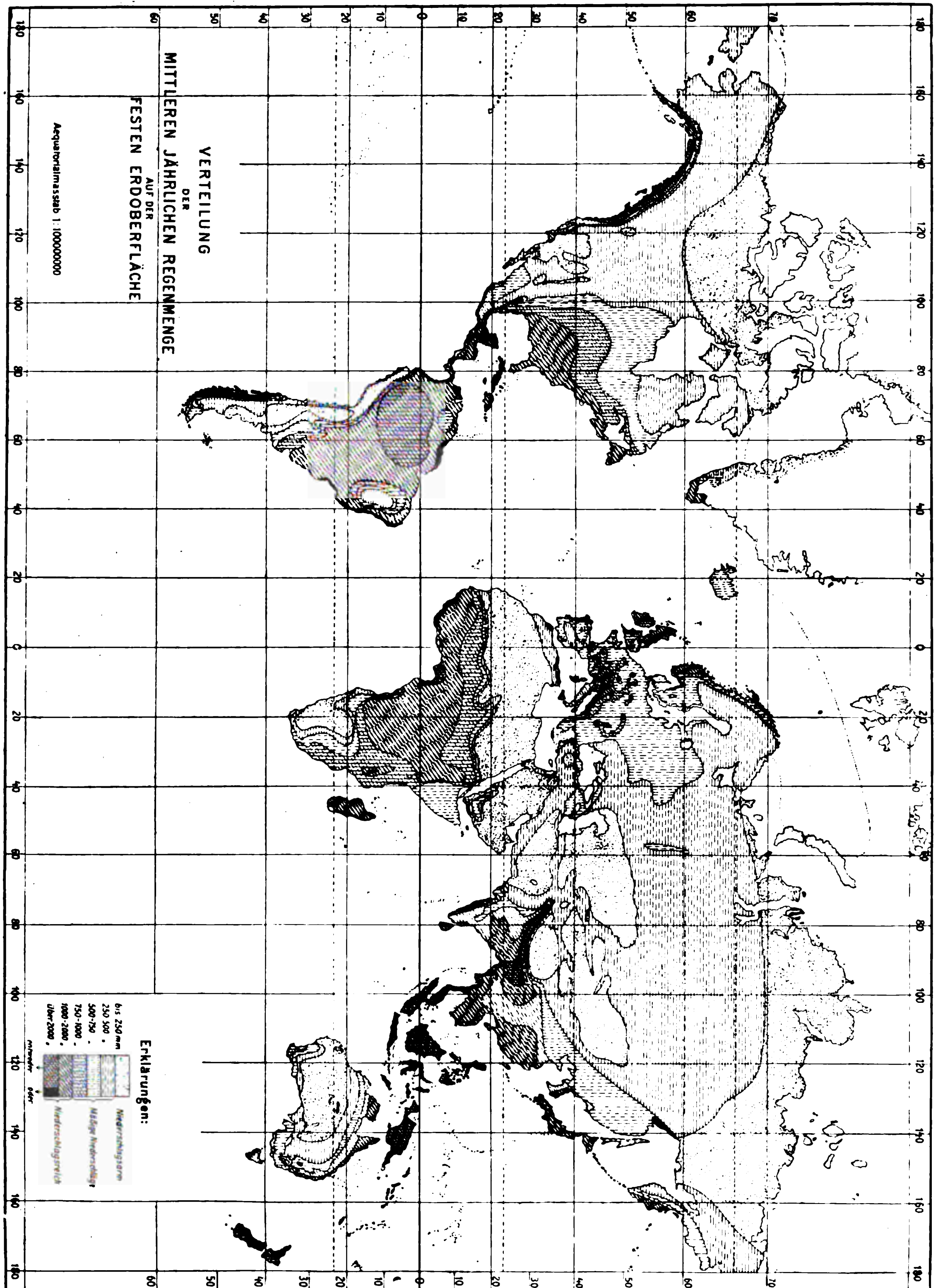

VERTEILUNG
DER
MITTLEREN JÄHRLICHEN REGENMENGE
AUF DER
FESTEN ERDOBERFLÄCHE
Aequatorialmassstab 1:100000000
Erklärungen:
bis 250 mm
250-500 „
500-750 „
750-1000 „
1000-2000 „
über 2000 „
Niederschlagsarm
Mäßige Niederschläge
Niederschlagsreich
entweder
oder

Fig. 27.

Gesamtes Festland der Erde.

Breitengrade	nördlich 80—90	70—80	60—70	50—60	40—50	30—40	20—30	10—20	0—10
Niederschlagshöhe in mm	340	259	348	504	508	522	786	947	1716

Breitengrade	südlich 0—10	10—20	20—30	30—40	40—50	50—60	60—90	Gesamtes Festland
Niederschlagshöhe in mm	1812	1100	638	573	870	1021	300	753

Deutschland.

Für Deutschland kann im großen Durchschnitt die mittlere jährliche Regenhöhe gleich etwa 660 mm angenommen werden.

Von ihr entfallen in Hundertsteln auf den

Winter	Frühling	Sommer	Herbst
18	22	36	24

Fig. 28 veranschaulicht den Anteil der einzelnen Monate in Hundertsteln der Jahressumme.

Für die Einzelgebiete können etwa die folgenden Durchschnitts- und Grenzzahlen gelten.

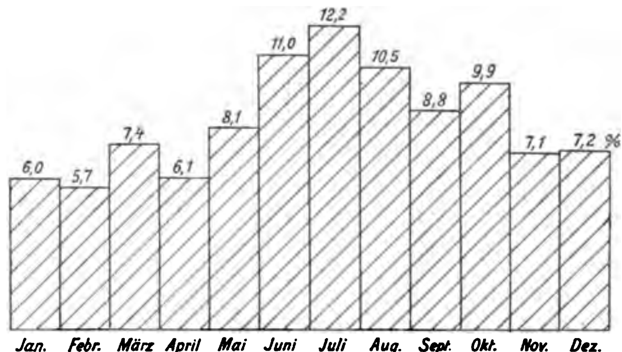


Fig. 28. Anteil der Niederschläge einzelner Monate in Hundertsteln des Jahresniederschlages.

Jährliche Regenhöhen in Deutschland.

Gebiet	Jährliche Regenhöhe in mm Mittelwert	Örtlicher Kleinstwert	Örtlicher Größtwert
Ost- und Westpreußen nebst Posen	550	440	770
Schlesien	680	520	1400
Brandenburg, Pommern und Mecklenburg	590	450	780
Schleswig-Holstein, Oldenburg, Hannover und Braunschweig	700	570	1310
Ostharz	630	—	1700
Westharz	1030	—	
Provinz Sachsen und Thüringen	590	420	1700 (Harz)
Königreich Sachsen	660	490	1030
Westfalen	800	540	1300
Hessen-Nassau mit Oberhessen	690	520	1090
Rheinprovinz	750	510	1350
Großherzogtum Hessen	680	460	1070
Bayern	890	480	1840
Württemberg	870	620	1930
Baden	1058	500	1700
Reichslande	940	570	2190

Da zuverlässige Mittelwerte von der jährlichen Regenhöhe eines Ortes wegen der großen Schwankungen der letzteren nur auf Grund langer Beobachtungsreihen gewonnen werden können, so sind noch nachstehende Orte ausgewählt worden, für die eine mindestens 30jährige Beobachtungszeit vorliegt.

Durchschnittliche jährliche Regenhöhen an deutschen Orten [4].

Ort	Zahl der Jahre	Regenhöhe mm	Ort	Zahl der Jahre	Regenhöhe mm	Ort	Zahl der Jahre	Regenhöhe mm
Aachen	40	857	Frankfurt a. O. .	43	516	Mannheim . . .	39	578
Altona a. E. . .	31	649	Freiberg a. E. .	60	666	Meißen	35	574
Arnstadt. . . .	42	579	Gernrode i. H. .	80	604	Metz	33	648
Berlin	43	583	Görlitz	50	659	Neumünster . .	33	702
Bernburg . . .	34	460	Halle	40	486	Posen.	45	491
Bremen	37	709	Jena	51	575	Prenzlau . . .	36	454
Breslau	40	585	Karlsruhe . . .	54	723	Ratibor	47	690
Bromberg . . .	39	495	Klaussen . . .	55	607	Schwerin . . .	36	614
Chemnitz . . .	37	719	KönigsbergO.Pr.	59	688	Stettin	43	514
Cöln . . . . ,	40	619	Konitz.	45	554	Stuttgart . . .	45	610
Danzig	45	520	Köslin.	43	660	Tilsit	79	684
Dresden	50	571	Krefeld	40	701	Torgau	47	544
Erfurt	43	525	Lübeck	31	557	Trier	40	695

Deutsche Kolonien [5].

Deutsch-Kamerun (Fig. 29). Bloß an der Küste besteht ein längerer geregelter Beobachtungsdienst. Aus dem größten Teile des Binnenlandes liegen nur kürzere Messungen oder gelegentliche Angaben von Forschungsreisenden vor. Das Küstenland weist sehr erhebliche Regenmengen auf, die sich für Kribi, Großbatanga, Duala und Viktoria zwischen Jahressummen von 3144 und 5223 mm bewegen.

An der Luvseite des Kamerunberges nördlich vom Kap Debundja steigern sich diese Werte ganz außerordentlich: Isongo 7405 mm, Bibundi 9708 mm, Debundja 10469 mm. Damit ist dieser Bezirk der regenreichste Strich Afrikas, ja der zweitfeuchteste Punkt der Erde. (Nur Cherrapunje in Assam am Südfuße des Himalaja weist die noch größere Regenhöhe von 12000 mm auf.) Eine hier gemessene Tagesregenhöhe von 456 mm, gleich der Jahreshöhe von Prenzlau, zeigt, welche gewaltigen Wassermengen hier oft herunterkommen.

Die im Windschatten des Gebirgsstockes liegenden Hänge weisen nur noch Regenhöhen von 2091 mm (Bolifambe) bis 2673 mm (Buea) auf. Die Niederschläge nehmen nach Osten hin ab, da der von den westlichen Winden vom Meerbusen von Guinea ins Binnenland hineingeführte Wasserdampf durch den in der Höhe herrschenden Ostwind zurückgestaut wird. Ebolowa hat 1840 mm, Jaunde 1550 mm Niederschlag. Baliburg im höheren Norden hat dagegen wieder eine Regenhöhe von 2745 mm, während das nordöstliche Flachgebiet geringere Regenhöhen aufweist; Kusseri hat sogar nur 494 mm. Wir lassen die vorgenannten Zahlen in der übersichtlicheren Form einer Tafel folgen.

Jährliche Regenhöhen in Deutsch-Kamerun.

Ort	Regen-höhe mm	Ort	Regen-höhe mm
Baliburg	2745	Großbatanga	etwa 4200
Bibundi	9708	Isongo	7405
Bolifanta	2091	Jaunde	1550
Buea	2673	Kribi	etwa 4200
Debundja	10469	Kusseri	494
Duala	etwa 4200	Viktoria	etwa 4200
Ebolowa	1840		

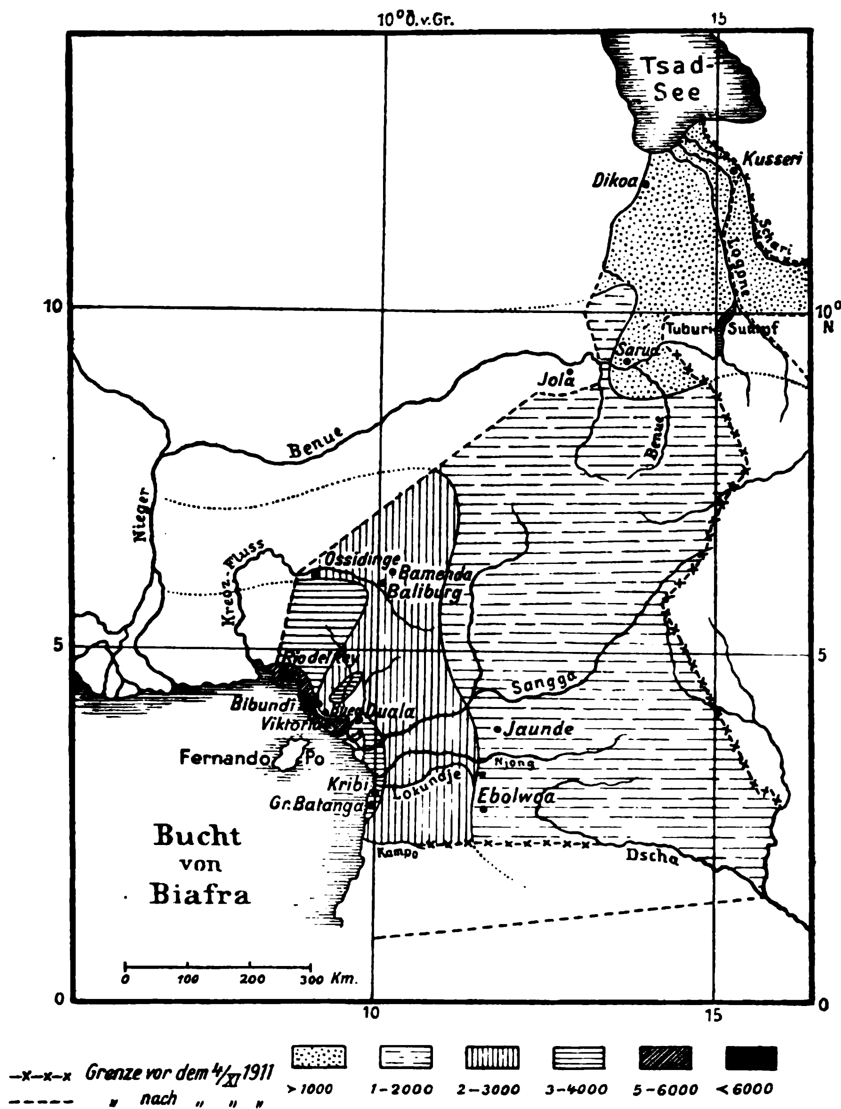


Fig. 29. Regenkarte von Kamerun.

Deutsch-Südwestafrika (Fig. 30). Im Nama- und Damaralande nehmen die Regenhöhen von W nach O, und im Kalahari-Anteil zugleich von S nach N zu. Demgemäß wird der Nordosten am stärksten benetzt mit 600 bis 700 mm, während das Küstenvorland, die Namib, nur eine Regenhöhe von unter 100 mm aufweist. Der ganze Küstenstreifen zwischen Kunene und Oranje bildet daher eines der regenärmsten Gebiete der Erde, trotzdem hier die Luft bis zu 89 % Feuchtigkeit besitzt. Das erklärt sich dadurch, daß die der Küste entlang ziehende kalte nördliche Benguellaströmung andauernd sehr kühle Winde an das Ufer schickt; die wärmeren Luftschichten über dem Lande können die feuchte Seeluft nicht verdichten, sie rücken im Gegenteil den Taupunkt immer wieder etwas hinauf. Daher kommt es im Küstengebiete äußerst selten zur Regenbildung, und auch dann nur zu ganz unerheblichen Niederschlägen, während Nebel fast täglich auftreten. In dem Maße nun, wie die Randgebirge sich erheben, wachsen auch die Niederschläge. So haben

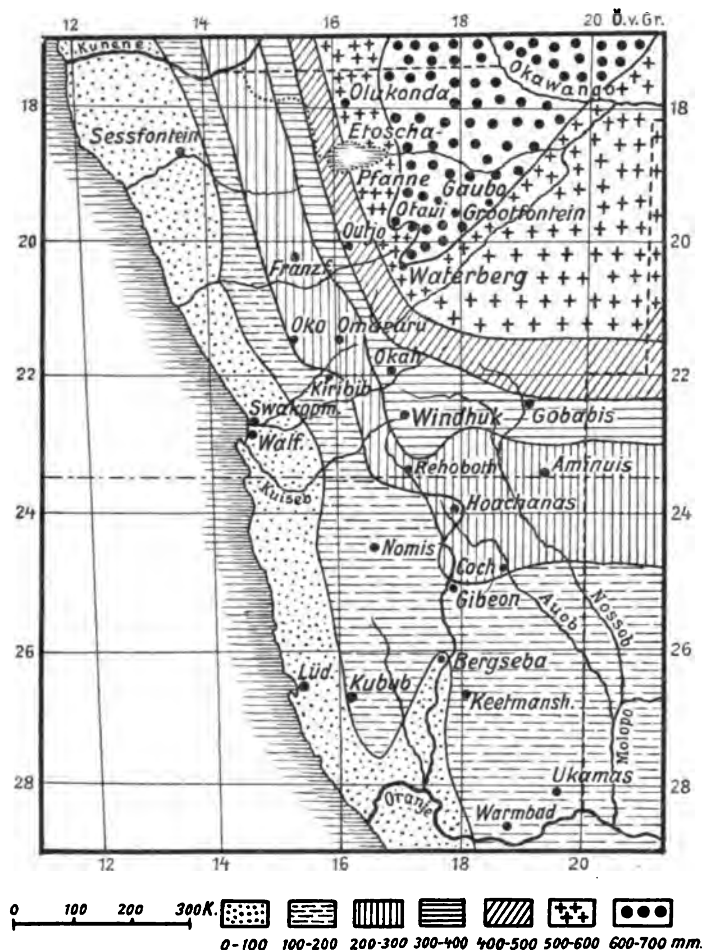


Fig. 30. Regenkarte von Deutsch-Südwestafrika.

Jakalswater (Seehöhe 846 m) . . .	30 mm	jährliche Regenhöhe
Spitzkopje (» 1200 ») . . .	68 »	» »
Kowas (» 1600 ») . . .	98 »	» »

Die Gebirge des Kakaofeldes und des Damaralandes sowie die Tafelberge der Homs- und Huib-Hochebene veranlassen aufsteigende Luftbewegung. Das bedingt für das Namaland eine Regenhöhe von 100 bis 200 mm.

Der dann folgende dritte Landstreifen besitzt eine Regenhöhe von 200 bis 300 mm. Er erstreckt sich von Gochas und Aminuis durch das nördliche Nama- und das südliche Damaraland bis nach dem Kunene hin. Die jährlichen Regenhöhen betragen für

Gochas	202 mm	Rehoboth	256 mm	Okombahe	294 mm
Aminuis	271 »	Omaruru	256 »	Franzfontein . . .	255 »

An dieses dritte Band grenzt ein viertes, schmäleres mit einer jährlichen Regenhöhe von 300 bis 400 mm. Seinen Kern bilden die hoch aufragenden, schmalen Gebirgsmassen und die Hochländer des Damaralandes. Dort haben

Windhuk 351, Okahandja 374

und weiter nach Nordosten

Otjikango 417, Outjo 444 mm jährliche Regenhöhe.

Vom Waterberge (564 mm) ab treten noch höhere Jahresmittel auf:

Otavi . . . . . . 598 mm	Grootfontein . . . 626 mm
Olukonda . . . . 576 »	Gaub . . . . . . 699 »

Die zeitliche Verteilung der Niederschläge zeigt folgende Zusammenstellung.

	Regenhöhen in Hundertsteln des Jahresniederschlages			
	Trockenzeit: Mai bis Sept.	Frühregen: Okt. bis Dez.	Hauptregen: Jan. bis April	Regenreiche Monate
Norden: Grootfontein (Amboland)	1,8	32,2	66,0	XII. bis III.
Mitte: Windhuk (Damaraland)	3,2	21,4	75,4	I. bis III.
Süden: Keetmanshoop (Namaland)	4,8	14,5	80,7	I. bis IV.

Die Schwankungen der jährlichen Regenhöhen sind sehr erheblich, wie folgende Zusammenstellung zeigt.

Beobachtungsjahre	Windhuk mm		Keetmanshoop mm	
1899	549,9	Mittel 351,3	270,8	Mittel 150,8
1900	323,9		170,5	
1901	231,9		106,8	
1902	202,1		32,2	
1903	254,0		120,6	
1904	325,3		228,2	

Deutsch-Ostafrika (Fig. 31). Der östliche Teil liegt im Windschatten der Randgebirge und verdunstet durch eine starke Wärmeentwicklung die heranstreichenden Wasserdünste. Er ist deshalb das Gebiet der kleinsten Regenhöhen. Es verzeichnen jährliche Regenhöhen:

Pambani . . . . 559 mm	Tosamagange in Uhehe 567 mm
Mpapua . . . . . 742 »	Kondoa-Irangi . . . . 610 »
Schirato . . . . . 651 »	

Reicher bedacht ist der Küstenstrich von der Rufidjimündung bis Tanga. In Usambara haben

Balangai 2600 mm, Herkulu 2900 mm jährliche Regenhöhe.

Auch die aus dem Steppengebiet emporragenden Gebirgsstöcke des Kilimandjaro und des Meru weisen die reichlichen Regenhöhen von 1241 und 1544 mm auf.

Die stärkste Benetzung aber erhält das Randgebirge von Unguru bis zum Njassasee, so

der Ostabhang des nördlichen Ulugurugebirges 4200 mm,

Rutenganio 2044 mm, Neu-Langenburg 2079 mm, Manow 2421 mm.

Auch die Nordwestecke weist reichliche Regenhöhen auf:

Muansa 1100 mm, Bukoba 1917 mm.

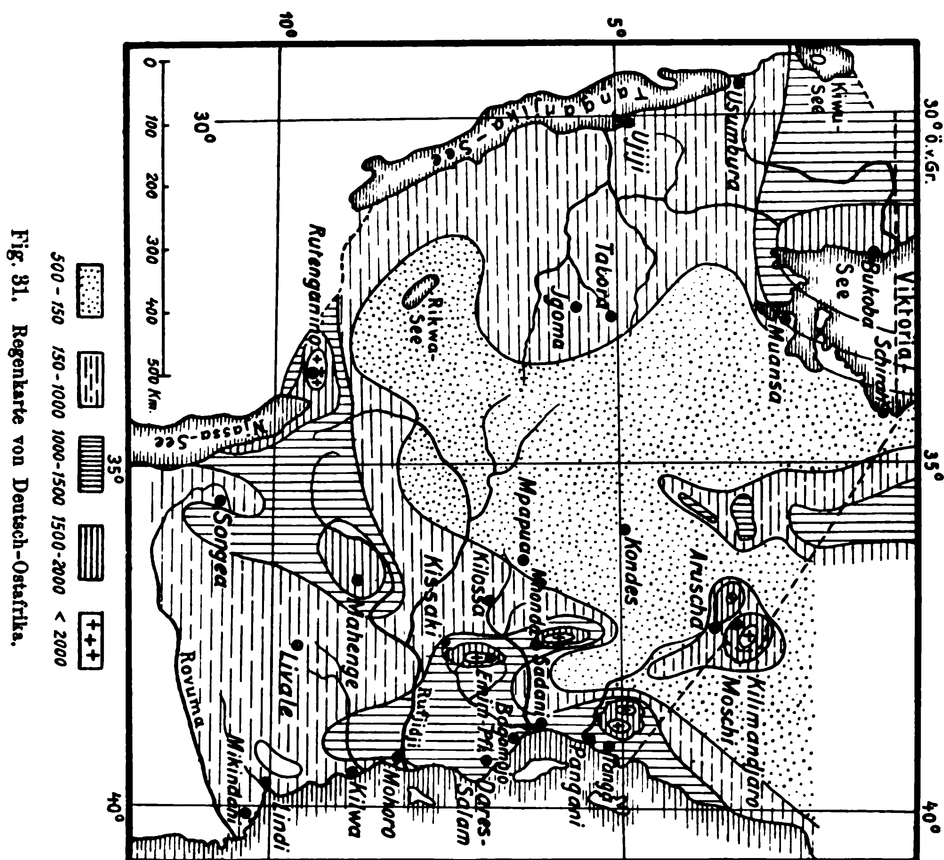


Fig. 31. Regenkarte von Deutsch-Ostafrika.

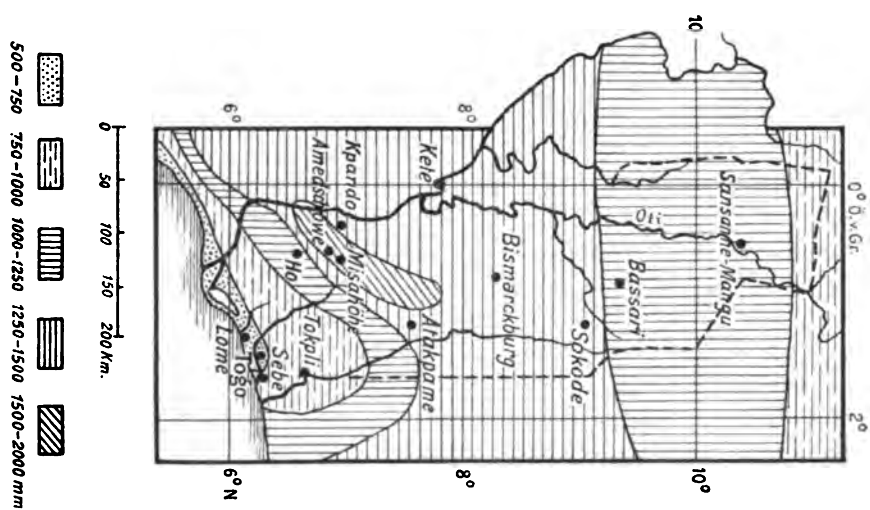


Fig. 32. Regenkarte von Togo.

Togo (Fig. 32). Hier herrscht, im Gegensatze zu dem benachbarten Kamerun, ungewöhnliche Regenarmut an der Küste, die wahrscheinlich, wie in Südwestafrika, auf das Emporsteigen kalten Meerwassers zurückzuführen ist.

Lome hat 639 mm, Anecho-Sebe 801 mm jährliche Regenhöhe.

Landeinwärts nehmen die Regenhöhen zu:

Ho 1100 mm, Tafië am Agu 1163 mm,

Amedschowe im Akpossogebirge 1658 mm, Misahöhe, ebendort, 1500 mm.

Von da ab ist wieder eine allmähliche Abnahme nach dem Sudan hin zu beobachten:

Bismarckburg 1389 mm, Sokodé 1312 mm, Bassari 1255 mm.

Sonstiges Ausland.

Jährliche Regenhöhen.

Gebiet	Jährliche Regenhöhe in mm		
		Örtlicher	
	Mittelwert	Kleinstwert	Größtwert
Schweiz	1190	640	2260
Österreich:			
Inn-, Traun- und Enns-Gebiet	1250	530	2070
Gebiet der Donau in Niederösterreich	780	440	1820
Gebiet der March	690	410	1250
Gebiet der Mur	1010	740	1640
Gebiet der Drau	1210	720	2310
Gebiet der Save	1600	1040	2440
Gebiet des Rheins bis zum Bodensee	1210	800	2260
Gebiet der Etsch	1030	540	1720
Küstenlande	1950	810	3520
Dalmatien	1420	490	5540
Gebiet der Elbe	650	350	1750
Gebiet der Oder	900	580	1450
Gebiet der Weichsel, des Dniestr, Sereth, Pruth	750	450	1450

Durchschnittliche jährliche Regenhöhen [4].

Ort	Zahl der Jahre	Regenhöhe mm	Ort	Zahl der Jahre	Regenhöhe mm
Athen	12	382	St. Petersburg	16	448
Bergen	17	2253	Prag	52	389
Edingburgh	27	757	Rom	40	785
Genf	29	822	Stockholm	36	434
Liverpool	18	867	Triest	16	1101
Mailand	68	967	Upsala	87	330
Ofen	11	435	Warschau	11	577
Paris	30	483	Wien	18	566

Monatliche Regenhöhe.

Nach Hellmann beträgt in Deutschland die größte Monatssumme eines Ortes etwa ein Drittel der mittleren Jahressumme.

In Deutschland treten die größten monatlichen Regenhöhen auf im Juli und August mit 200 mm (Provinz Hannover) bis 300 mm (Schlesien, Ebene).

Größere Monatsgrößtwerte weisen auf

das schlesische Bergland	im Juli	mit 530 mm	(Wang	in 873 m Seehöhe),
der Harz	» Dezember	» 460 »	(Klausthal	» 585 » »),
das bayerische Donaugebiet	» September	» 690 »	(Weisbach	» 611 » »).

In Österreich wurden Monatsgrößtwerte beobachtet

im Rhein-, Etsch-, Elbe- und Odergebiet	im Juli	mit 540 mm	(Seehöhe 880 m),
» Weichselgebiet	» Juni	» 650 »	(» 510 »),
» Donaugebiet	» September	» 790 »	(» 945 »),
» Küstenlande	» Oktober	» 1020 »	(» 882 »),
in Dalmatien	» November	» 1640 »	(» 1050 »).

Größte beobachtete Tageshöhen des Niederschlages.

In Nordost- und Mitteldeutschland	etwa	150	mm
im schlesischen Berglande	»	240	»
in Nordwestdeutschland	»	115	»
» Süddeutschland	»	115 bis 240	»
» den Reichslanden	»	140	»
Österreich.			
Im Sereth-Pruthgebiet	»	120	»
in Dalmatien	»	350	»

Sturzregen.

Sie sind stets örtlich und zeitlich sehr beschränkt. Ihre Kenntnis ist insbesonders für Städteentwässerungen unentbehrlich und nur mit Regenschreibern zu erhalten. Für deutsche Verhältnisse kann folgende Tafel einen Anhalt bieten:

Dauer und Stärke von Sturzregen in Deutschland.

Dauer in Minuten . .	1	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	90	120	150	180
Regenhöhe in $\frac{\text{Millimeter}}{\text{Minute}}$	3,5	3,1	2,8	2,6	2,3	2,1	1,9	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,5

§ 6. Regenwahrscheinlichkeit und Regendichte.

Teilt man die aus einer längeren Beobachtungszeit ermittelte Zahl der Regentage eines Monats (oder auch der Tage mit Schnee, Hagel usw.) durch die Tageszahl des Monats, so erhält man die mittlere Regenwahrscheinlichkeit in diesem Monat.

Hat z. B. an irgend einem Orte der Juli durchschnittlich 12,4 Regentage, der September nur 7,8, dann ist die Regenwahrscheinlichkeit

$$\text{im Juli} = \frac{12,4}{31} = 0,40,$$

$$\text{im September} = \frac{7,8}{30} = 0,26,$$

im Juli hat man also innerhalb von zehn Tagen auf vier Regentage, im September auf nur zweieinhalb bis drei Tage zu rechnen.

Fig. 33 zeigt (nach Hann) den jährlichen Verlauf der Regenwahrscheinlichkeit in einigen Teilen Europas, das Steigen der Kurven entspricht einer Zunahme, das Fallen einer Abnahme der Regenwahrscheinlichkeit. Es ist hervorzuheben, daß der jährliche Gang der Regenwahrscheinlichkeit nur im allgemeinen, nicht im einzelnen, mit dem jährlichen Gange der Regenmenge übereinstimmt, weil die durchschnittlichen Regenhöhen

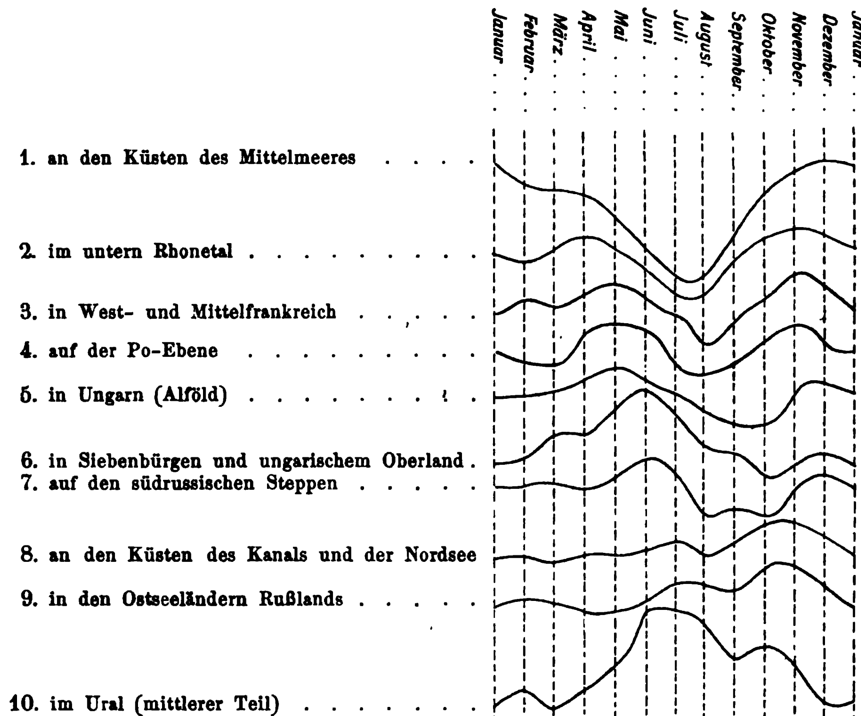


Fig. 33. Jährlicher Gang der Regenwahrscheinlichkeit.

eines Tages zu den verschiedenen Zeiten des Jahres verschieden sind. Man bezeichnet die durchschnittliche Regenhöhe eines Tages mit Regendichtigkeit, die bei uns im Juni und Juli am größten, im Februar am kleinsten ist.

Da für den Pflanzenwuchs eine häufiger wiederkehrende Befeuchtung von größerem Vorteil ist als eine nur selten, wenn auch dann reichlich auftretende, so bildet die Regenwahrscheinlichkeit für die Beurteilung der Dürre eine geeignetere Grundlage als die Angabe über die Regenhöhe an sich.

Die Regenwahrscheinlichkeit während der Zeit des Pflanzenwachstums (bei uns April bis September) beträgt z. B.

in London	0,46
an der Ostseeküste	0,40
in Kiew	0,35
am Schwarzen Meere	0,25
im südrussischen Steppengebiet	0,20
in Baku	0,17

Im südrussischen Steppengebiet ist also im Sommer erst jeder fünfte Tag ein Regentag, in London fast jeder zweite. Zugleich steigen Sommerhitze und Verdunstung in dem gleichen Maße, in dem die Regenhäufigkeit abnimmt. In unserem Beispiele nimmt daher die Notwendigkeit künstlicher Bewässerung auf dem Wege von Nordwest nach Südost zu.

§ 7. Wetterkunde.

Seitdem tägliche Wetterkarten uns ein fortdauerndes Studium der gleichzeitigen Witterungsverhältnisse für eine bestimmte Stunde — bei uns 8 Uhr morgens — ermöglichen, sammeln wir mehr und mehr die Erfahrung, die zur Erkenntnis der bei der Bildung des Wetters tätigen Vorgänge in der Lufthülle und ihres Zusammenwirkens unerläßlich ist. Da unsere Tageszeitungen täglich solche Wetterkarten bringen, so können die nachfolgenden Darlegungen auf sie bezogen werden.

Betrachten wir eine Wetterkarte, die die gleichzeitige Verteilung des Luftdruckes und der Winde darstellt, dann sehen wir, daß die Luft das »Tief«, das Gebiet des kleinsten Druckes, umkreist und zwar entgegengesetzt der Drehung eines Uhrzeigers, und daß die Windrichtungen überall dem Gesetze von Buys Ballot folgen.

Dort wo die ein Tief einschließenden Druckgleichen den kleinsten gegenseitigen Abstand haben, wo also der Luftdruckunterschied zwischen benachbarten Orten am größten ist, ist auch der Wind am stärksten. Man nennt den senkrecht zu den Druckgleichen gemessenen und auf die Länge eines Äquatorgrades (= 111,3 km) bezogenen Druckunterschied den barometrischen Gradienten. Er bedingt die Stärke der Luftbewegung. Bei unseren stärkeren Stürmen beträgt der Gradient etwa 4 bis 8 mm, bei den tropischen Orkanen wächst er bis auf 10 bis 15 mm. Die Wetterkarten haben uns die Erkenntnis gebracht, daß überhaupt alle Stürme Wirbelstürme sind. Für den Seebauingenieur ist diese Erkenntnis, wie wir später bei Erörterung der Wellenbewegung sehen werden, von großer Wichtigkeit. Die täglichen Wetterkarten haben uns ferner gelehrt, daß die Tiefs ihre Lage weit schneller verändern als die Gebiete des höchsten Luftdruckes, die auf den Karten mit »Hoch« bezeichnet werden.

In den gemäßigten und höheren Breiten beider Halbkugeln bewegen sich die Tiefs in der Regel von W nach O, auf der nördlichen Halbkugel von SW nach NO, auf der südlichen von NW nach SO; viel seltener nach S und sehr selten von O nach W. Auf dem Atlantischen Ozean legen die Tiefs täglich durchschnittlich etwa 70 km zurück, während die größten Windgeschwindigkeiten an der Erdoberfläche 30 bis 50 m/Sek. betragen können. Wesentlich schneller wandern sie über den Festländern: in Europa täglich im Durchschnitt etwa 640 km, in Nordamerika sogar 1110 km zurücklegend. Es sind aber schon Wandergeschwindigkeiten bis zu 2250 km/Tag festgestellt worden.

Die kleinen Pfeile in Fig. 34 zeigen die Windrichtungen in den verschiedenen Teilen des Sturmfeldes an. Der große Pfeil deutet an, daß das Tief zugleich mit der kreisenden Luftbewegung von West nach Ost fortschreitet. Fig. 35 zeigt die ungefähren spiralförmigen Bahnen der Luftteilchen selbst, in denen sie nach der luftverdünnten Mitte einströmen. Nach innen wird die Fliehkraft infolge der größeren Geschwindigkeit und des kleiner werdenden Krümmungshalbmessers immer größer.

Auf der nördlichen Halbkugel dreht sich auf der südlichen Seite eines fortschreitenden Tiefs der Wind von Südost über Süd und Südwest nach Nordwest und Nord, und beim Herannahen eines zweiten Tiefs über Nordost und Ost wieder nach

Südost usw. Der Wind dreht sich also mit der Sonne. (Drehungsgesetz von Dove.)

Auf der südlichen Halbkugel drehen sich die Luftmassen um ein Tief umgekehrt von links nach rechts, so daß der Wind auf der dem Äquator zugekehrten Seite eines fortschreitenden Tiefs sich von Nordost über Nord und Nordwest nach Südwest, Süd und Südost, also auch mit der Sonne, dreht.

Auf der polaren Seite eines auf der nördlichen Halbkugel von West nach Ost fortschreitenden Tiefs dreht sich aber die Windfahne, wie Fig. 34 zeigt, umgekehrt von Südost über Ost und Nordost nach Nord und Nordwest.

Da Mitteleuropa fast stets auf der südlichen Seite des vom Atlantik herankommenden Tiefs liegt, so folgen hier die Bewegungen meistens dem Doveschen Gesetz. Bei uns beginnen daher die Stürme meist mit Südostwind, der durch Süd sich nach West und schließlich nach Nordwest dreht, sobald das Tief im Norden vorübergezogen

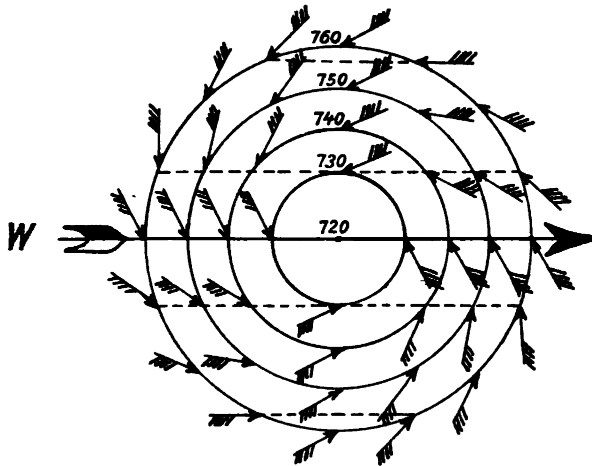


Fig. 34.
Windrichtungen in einem Tiefwirbel.

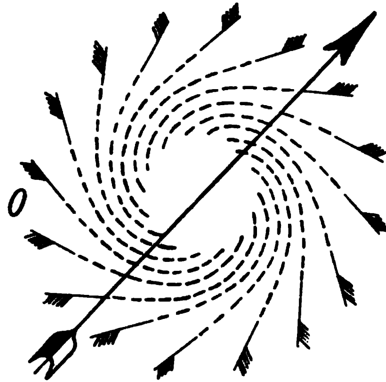


Fig. 35. Bahnen der Luftteilchen in einem Luftwirbel.

ist und wir so in den Rücken des Wirbels kommen. Nordoststürme sind bei uns seltener, sie werden bei uns bedingt durch eine Lage des Tiefs im Süden und des Hochs im Norden.

Da die Luft von allen Seiten gegen das Tief einströmt und sich dieses trotzdem erhält, so muß in ihm selbst ein aufsteigender Luftstrom herrschen. Umgekehrt muß, da aus einem Hoch lange Zeit hindurch die Luft nach allen Seiten abfließt, in diesem ein absteigender Luftstrom herrschen. Tatsächlich sind auch die Mitte und Umgebung der Sturmfelder (Tiefs) durch mehr oder minder große Niederschläge gekennzeichnet, während die Gebiete des größten Luftdruckes trockenes und heiteres Wetter aufweisen.

Auf der Vorderseite eines Tiefs oder einer Zyklone herrschen bei uns Südost- und Südwinde, die Temperatur steigt, die Feuchtigkeit wächst und es kommt häufig zum regnen; in seinen Rücken fallen die polaren Nordwest- und Westwinde ein, das Wetter wird klarer und die Luft kühlt sich ab. Auf der Vorderseite sinkt der Luftdruck, auf der Hinterseite steigt er.

Der nördliche Teil des Wirbels weist ähnliche Witterungsverhältnisse auf wie sein Rücken, der südliche hat hingegen bei Westwinden trübes und nasses Wetter.

Jedoch beeinflussen Gebirgszüge und die Lage der Meere vielfach die Regenseite eines Wirbels.

Welche einzelnen Umstände die Aufeinanderfolge von Zyklonen und Antizyklonen bedingen, entzieht sich noch unserer Kenntnis, auch können wir noch nicht an der Hand von Gesetzen den Weg vorhersagen, den ein auf der Wetterkarte erscheinendes Tief einschlagen wird; wir sind vielmehr noch darauf angewiesen, diese Vorhersage aus der allerdings täglich wachsenden Erfahrung abzuleiten.

Auf solchen Erfahrungen und den dargelegten Gesichtspunkten beruht das gegenwärtige System der Sturmwarnungen und Wettervorhersagen. An einer Sammelstelle — bei uns an der deutschen Seewarte — laufen von dem gesamten Beobachtungsgebiet täglich vormittags Drahtmeldungen ein über den Stand des Luftdruckes, der Temperatur, der Richtung und Stärke des Windes, der Bewölkung, der Niederschläge usw., wie sie morgens 8 Uhr vermerkt worden sind. Diese Angaben werden sofort auf einer Karte eingetragen. Dann ist zu ersehen, ob z. B. für einen Küstenpunkt etwa ein Sturm in Aussicht steht und welches dessen wahrscheinliche Richtung und Stärke sein wird. Den bedrohten Küstenpunkten wird dann die Sturmwarnung drahtlich übermittelt und dort durch sichtbare Zeichen den Schiffen bekannt gegeben.

Da die Luftdruckverhältnisse sich sehr schnell ändern, so wird meistens durch eine zweite Abenddepesche eine Bestätigung oder Berichtigung der ersten Warnung gegeben. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in Japan werden sogar dreimal täglich Wetterkarten veröffentlicht.

Übrigens lassen sich, trotzdem die Sturmwarnungen nur auf der Erfahrung beruhen und der theoretischen Grundlage noch ermangeln, die voraussichtliche Richtung und Stärke des Windes mit weit größerer Sicherheit angeben, als das für den Binnenlandbewohner viel wichtigere mutmaßliche »Wetter«, d. h. ob es zur Zeit der Feldbestellung und Ernte regnen wird oder nicht, da auf das »Wetter« die örtlichen Verhältnisse den größten Einfluß haben, so daß allgemein gültige Regeln unmöglich sind. Immerhin ist auch hier ein stetiger Fortschritt zu verzeichnen und dankbar anzuerkennen. Insbesondere sind von der physikalischen Erforschung der Lufthülle, die mehr und mehr durch die Luftschiffahrt ermöglicht wird, viele wichtige Aufschlüsse zu erhoffen.

B. Das Wasser auf der Erde.

§ 1. Kreislauf des Wassers.

Der auf die Erde gelangende Niederschlag bildet, sofern er nicht sofort wieder verdunstet, entweder die Schnee- und Eisdecke des Hochgebirges, die sich als Gletscher ständig, wenn auch nur außerordentlich langsam, abwärts bewegt, oder er fließt, sich in Wasserläufen vereinigend, unter der Einwirkung der Schwere auf der geneigten Erdoberfläche abwärts, um sich schließlich in deren natürlichen Vertiefungen als stehendes Wasser anzusammeln, das auch seinerseits durch Niederschläge gespeist wird und in den Meeren und Seeen seine gewaltigsten Erscheinungsformen aufweist. Endlich sickert ein Teil des Niederschlagwassers durch die mehr oder minder durchlässige Erdrinde in das Erdinnere ein, um hier in dreierlei Form aufzutreten: als Gebirgsfeuchtigkeit, als stehendes oder fließendes Grundwasser oder als freies Wasser in unterirdischen Höhlungen, auch hier entweder im Zustande der Ruhe oder der Bewegung. Schließlich wird noch ein Teil des Niederschlagwassers an pflanzliches Leben gebunden.

Das Wasser der Erde ist nun unter dem Einflusse der Sonne einem beständigen Kreislaufe unterworfen: es steigt durch Verdunstung als Wasserdampf in die Lufthülle wieder auf und kehrt als Niederschlag auf die Erde zurück.

Eine Bilanz dieses Kreislaufes oder eine Bilanz des Wasserhaushaltes der Erde, d. h. eine Bestimmung der Wassermengen, die im Kreislaufe des Wassers eingeschlossen sind, ist von Brückner [6] versucht und von R. Fritsche [7] in beachtlicher Weise weitergeführt worden. Dabei hat man von zwei Voraussetzungen auszugehen: daß erstens die am Kreislaufe teilnehmende Wassermenge sich von einem Jahre zum anderen nicht ändert und daß zweitens dieser Wassermenge weder dauernd Massen entzogen noch Massen von außerhalb zugeführt werden. Die erste Voraussetzung wird für langjährige Mittelwerte genügend genau, die zweite streng erfüllt. Da nun das gesamte Wasser der Erde unaufhörlich in den Kreislauf hineingezogen wird, so muß die jährliche Gesamtverdunstung gleich der jährlichen gesamten Regenhöhe sein. Nach Fritsches Ermittelungen gilt für die ganze Erde (510000000 qkm)

	cbkm	mm	%
Jährliche Verdunstung vom Meer	384 000	750	82
» » » Land	81 300	160	18
Jährlicher gesamter Regenfall der Erde	465 300	910	100

Danach ist die Verdunstungsmenge der Landflächen zu der auf den Meeren annähernd 2 : 9, während sich die Flächen verhalten wie 2 : 5.

§ 2. Verdunstung.

Der Verdunstungsvorgang ist für den Wasserbau von großer praktischer Bedeutung, weil er mitbedingend ist für den Anteil des Tagewassers, das versickert und das Grundwasser speist, und weil er die Abflußmengen der Wasserläufe und Gräben und die Wassermengen der künstlichen Wasseransammlungen in Schiffahrtskanälen, Stauweihern usw. vermindert.

Verdunstung von einer freien Wasserfläche.

Zur Messung der Verdunstung von einer freien Wasserfläche eignet sich sehr gut der Verdunstungsmesser von Wild-Fueß, der an die bekannte Ausbildung der Briefwage erinnert: die Verdunstungsschale ruht auf dem einen Arm eines Winkelhebels, dessen anderer Arm ein Gegengewicht trägt. Ein an dem beweglichen Hebel angebrachter Zeiger gibt die Verdunstungshöhe an einer Bogenteilung an. Es ist hervorzuheben, daß zwei einander gleiche Verdunstungsmesser nur dann unter sich vergleichbare Werte liefern, wenn die die Verdunstung von einer freien Wasserfläche beeinflussenden Umstände, wie Temperatur, Feuchtigkeit und Bewegung der Luft, die gleichen sind. So werden zwei an den einander gegenüberliegenden Ufern eines größeren Sees aufgestellte Verdunstungsmesser verschiedene Ergebnisse liefern, wenn der Wind in ihrer Verbindungslinie weht, da an der vom Winde getroffenen Küste der Luftstrom feuchter, also zur Aufnahme von Wasserdampf weniger befähigt sein wird als an der windwärts liegenden Küste. Es ist daher unerläßlich, bei der Beurteilung solcher Messungsergebnisse die die Verdunstung begleitenden und bestimmenden physikalischen Umstände zu beachten. Bei der Verdunstung wird Wasser in Gasform übergeführt, also eine Arbeit geleistet, für die ein Teil der Wasserwärme verbraucht wird, so daß jeder Verdunstungsvorgang von einer Abkühlung begleitet wird. Je kleiner die relative

Feuchtigkeit oder je größer das Sättigungsdefizit der Luft ist, um so größer ist die Verdunstung. Die Verdunstungsgröße wächst mit der Windgeschwindigkeit. Die Verdunstung hört auf, sobald die Temperatur der voll gesättigten Luft größer wird als die des Wassers.

Die bisher vorliegenden Messungsergebnisse zeigen, daß die jährliche Verdunstungshöhe an den verschiedenen Orten der Erde eine sehr verschiedene ist. Man kann mit Imbeaux [8] die Erdoberfläche in zwei Gebiete teilen: in dem einen ist die jährliche Verdunstungshöhe kleiner, in dem anderen größer als die jährliche Regenhöhe. Das letztere liegt etwa zwischen den 50. Breitengraden, ist also das weitgrößere.

Jährliche Verdunstungshöhen von freien Wasserflächen.

Beobachtungsort	Jährliche Verdunstungshöhe mm	Beobachtungsort	Jährliche Verdunstungshöhe mm
Kopenhagen	209	Uelfetal	944
St. Petersburg	331	Bevertal	980
Dresden	381	Kaspisches Meer	1000
Nancy	497	Turin	1103
Helder	600—800	Sydney	1200
London	650—750	Denver (Colorado)	1753
Lausanne	738	Madeira	2030
Paris	741	Marseille	2289
Astrachan	759	Rom	2462
Lennep	810	Manila	2800
Holländische Kanäle	900	Cuman (Süd-Amerika)	3520

Vorstehende Zahlen sind Mittelwerte aus einigen einander folgenden Jahren: es ist klar, daß die Verdunstung an einem jeden Ort von einem Jahr zum anderen erhebliche Schwankungen aufweist und daß sie auch nach den Jahreszeiten, Monaten, Tagen und Tagesstunden beträchtlich schwankt. Der Stundengrößtwert fällt in die Zeit von Mittag bis zwei Uhr Nachmittag, und zwar ist er vier- bis fünfmal größer als der Kleinstwert, der nachts von Mitternacht bis sechs Uhr morgens eintritt. Die zwölf Nachtstunden weisen im Mittel nur den vierten Teil der vierundzwanzigstündigen Verdunstung auf. Die größten Tages- und Monatswerte finden bei uns im Juni und Juli statt.

Imbeaux bringt folgende Tabelle über einige jahreszeitliche Schwankungen.

	Paris mm	Turin mm	Dresden mm	Nancy im Freilande mm	Nancy im Walde mm
Winter	26,8	157,7	38,3	11,8	5,4
Frühling	267,2	288,8	132,2	154,8	69,1
Sommer	324,4	411,0	139,9	256,8	58,4
Herbst	122,3	245,1	70,2	73,2	26,6
Ganzes Jahr	740,7	1102,6	380,6	496,6	159,5

Es ist einleuchtend, daß auf der südlichen Halbkugel eine umgekehrte Ordnung stattfindet: so hat Sydney im Dezember die stärkste Verdunstung (170 mm) und im Juli die schwächste (36 mm).

Verdunstung vom Boden. Das Verdunstungsvermögen des Bodens wird durch die Wassermengen ausgedrückt, die von der Flächeneinheit in Dampfform an die Luft abgegeben werden. Dazu eignet sich nicht das viel gebräuchliche Verfahren, einen durchfeuchteten Boden der Verdunstung auszusetzen, vor und nach der Versuchszeit zu wiegen und aus dem so festgestellten Gewichtsverluste die Verdunstungshöhe für die Versuchszeit zu berechnen, weil die erhaltenen Zahlen ein durch das verschiedene spezifische Gewicht der Böden verschleiertes Bild liefern. Zudem werden bei diesem Verfahren die sehr wichtigen Vorgänge ausgeschaltet, die in der Natur während der Verdunstung im Bodeninneren sich abspielen.

Das zur Verdunstung gelangende Wasser steigt im Boden in die Höhe durch die Kapillarkraft. Stellt man sich den Boden in körnigem Zustande vor, so können die zwischen den kleinsten Teilchen befindlichen Hohlräume in ihrem Zusammenhange als Röhrchen aufgefaßt werden, die aber, sobald die Teilchen einen größeren Durchmesser als etwa 2 mm erreichen, ihre kapillare Wirkung verlieren. Das Wasser wird kapillar um so höher, aber auch um so langsamer gehoben, je feiner die Bodenteilchen sind. So beträgt die kapillare Steighöhe in einem Tonboden bis zu 2 m, in einem Sandboden mittlerer Korngröße aber höchstens 0,40 m. Während aber in diesem der höchste Stand des Kapillarwassers in kürzester Zeit eintritt, bedarf es hierzu im Ton eines sehr langen Zeitraumes. Die durch Kapillarität bedingte Wasserbewegung findet aber nur bei höherem Wassergehalte des Bodens statt.

Das Wasseraufspeicherungsvermögen eines Bodens wird als seine »Wasserkapazität« bezeichnet, bei der man zwischen einer absoluten oder kleinsten und vollen oder größten unterscheidet, indem man unter der ersteren die in den obersten Schichten genügend hoher Erdsäulen kapillar zurückgehaltenen und unter der letzteren die zum Ausfüllen sämtlicher kapillarer Hohlräume eines Bodens erforderlichen Wassermengen versteht. Übrigens ist mit der letzteren nicht zu verwechseln das größte Wasserfassungsvermögen eines Bodens, das seine volle Sättigung darstellt, bei der auch alle nicht kapillaren größeren Poren mit Wasser ausgefüllt sind.

Während der Verdunstung von einem gut durchfeuchteten Boden werden ständig die obersten Poren entleert und dadurch die darunter befindlichen Wasserteilchen zum Nachrücken gegen die Oberfläche veranlaßt. Indem sich dieser Vorgang auf die tiefer liegenden Schichten überträgt, findet während der Verdunstung in der ganzen Bodenschicht eine kapillare Aufwärtsbewegung des Wassers statt. Dabei nimmt der Wasservorrat allmählich und so lange ab, bis wegen mangelnden Wassergehaltes die kapillare Bewegung überhaupt aufhört, was je nach der Feinheit der einzelnen Bodenteilchen bei 20 bis 30 v. H. des Wasserfassungsvermögens des Bodens eintritt. Nunmehr wird das an der Oberfläche verdunstete Wasser nicht mehr ersetzt, so daß die oberste Bodenschicht austrocknet. Die oberste trockene Schicht verhindert jetzt ihrerseits den unmittelbaren Einfluß der die Verdunstung bedingenden Umstände, besonders den des Windes. Indem die Austrocknung von oben nach unten fortschreitet, nimmt die Verdunstung mehr und mehr ab.

Aus dieser Betrachtung geht hervor, daß, da die Kapillarkraft um so kleiner ist, je lockerer das Bodengefüge ist, lockerer Boden erheblich weniger Wasser verdunstet als fester, unbearbeiteter Boden. Wenn andererseits der Boden durch nächtliche Wärmeausstrahlung sich abkühlt, dann verdichtet sich der Wasserdampf der Luft, und zwar sowohl in den Poren des mehr oder minder hygroskopischen Bodens als auch als Tau auf seiner Oberfläche. Allerdings beträgt in unseren Breiten die Menge des jähr-

lichen Taufalles nur etwa 3,5 v. H. der jährlichen Regenhöhe. Er ist daher für die Wasserführung der Wasserläufe von um so geringerer Bedeutung, als der während der Nacht gefallene Tau unter der Einwirkung der ersten Sonnenstrahlen zum größten Teile wieder verdampft.

Abgesehen von den auch bei der Verdunstung vom Boden wirksamen atmosphärischen Verdunstungsfaktoren, d. h. der Temperatur, Feuchtigkeit und Bewegung der Luft, kommen für die Verdunstung vom Boden noch die Art der Bodenbedeckung, die Farbe des Bodens und seine örtliche Lage in Betracht.

Hinsichtlich der Bodenbedeckung ist zu unterscheiden zwischen nacktem und einem mit Pflanzen bestandenen Boden. Das Laubdach der Bäume, Sträucher und Pflanzen fängt einen Teil des Regens auf, ehe er zum Boden gelangt und schützt andererseits den letzteren gegen Erwärmung durch Sonnenbestrahlung, Austrocknung durch Winde und somit gegen Verdunstung. Deshalb verliert durch Verdunstung, also abgesehen von dem durch die Pflanzen selbst verbrauchten Wasser, der Vegetationsboden weniger Wasser als nackter Boden. Im Waldboden tritt noch der Einfluß seiner Bedeckung mit Moos und Streu hinzu, die sich schwammartig vollsaugt und, wenn auch selbst Wasserdampf abgebend, doch den unterliegenden Boden fast vollständig gegen die Verdunstung schützt.

Für unsere Breiten darf man in roher Schätzung annehmen, daß nackter Boden etwa 50 v. H. des jährlichen Regens verdunstet.

Mit stets voll gesättigtem Boden hat Ebermayer für die Zeit vom Mai bis zum September folgende Zahlen, bezogen auf die Verdunstung von einer freien Wasserfläche als Einheit, gefunden.

Verdunstung von einer freien Wasserfläche außerhalb des Waldes	1,00
» » » » » im Walde	0,36
» vom nackten Boden außerhalb des Waldes	0,93
» » » » im Walde	0,35
» von dem mit einer Streudecke bedeckten Waldboden	0,13
Gleichzeitig gefallener Regen	0,95.

Diese Zahlen begleitet Imbeaux mit der treffenden Bemerkung, daß man aus ihnen leider nicht auf das schließen könne, was in der Natur wirklich vorgehe, weil in Wirklichkeit der Boden sehr weit davon entfernt sei, stets gesättigt zu bleiben und weil er, wenn trocken, gar nichts oder fast gar nichts verdunste.

Um den Einfluß der Vegetationsbestände auf die Verdunstung zutreffend einzuschätzen, muß man die Verdunstungsmengen hinzufügen, welche die Bäume und Pflanzen während der Zeit ihrer Vegetation ausschwitzen. Für Mittel-Europa darf man diesen Anteil auf etwa $^1/_4$ bis $^1/_3$ der jährlichen Regenmenge einschätzen, wie solches auch Imbeaux getan hat, und dabei zu folgenden Zahlen gekommen ist.

Einfluß des Waldes während der Vegetationszeit.

1.	Auffangende Wirkung des Laubdaches	0,30	des gefallenen Regens
2.	Verdunstung von der Streudecke . .	0,13	» » »
3.	Ausschwitzung der Bäume	0,29	» » »
	Zusammen	0,72	des gefallenen Regens.

Endlich geben wir noch nach Gravelius [9] einige Beobachtungsergebnisse wieder, die Ramaer in Holland gewonnen hat.

Ramaer hat seine Zahlen nach steigenden Regenstufen geordnet, die mit I bis IV bezeichnet sind.

Es bedeuten ferner:

R	den Niederschlag	in mm
V_1	die Verdunstung von freiem Wasser	» »
V_2	» » » Grasland	» »
V_3	» » » Ackererde	» »

Winter = Dezember, Januar, Februar usw.

Oude Wetering 1877—1895.

Niederschlag und Verdunstung.

	Winter				Frühling				Sommer				Herbst			
	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV	I	II	III	IV
R	18,9	38,3	52,2	87,5	17,8	33,0	45,8	67,2	30,3	58,6	87,4	127,9	44,0	59,9	90,9	121,5
V_1	9,6	12,3	14,0	13,7	69,5	60,2	55,7	56,5	103,7	91,1	88,0	81,8	33,5	30,1	31,9	32,1
V_2	7,4	9,7	10,7	12,8	84,7	68,8	71,7	67,8	137,5	134,7	128,5	123,9	39,9	40,6	41,3	40,8
V_3	6,6	8,2	8,9	10,0	54,4	50,0	45,7	46,8	70,4	63,8	64,1	64,3	25,1	22,3	23,9	24,5

Hinsichtlich der beiden anderen obengenannten Faktoren beschränken wir uns auf die Feststellung, daß aus bekannten physikalischen Gründen dunkle Böden und Südabhänge mehr Wasser verdunsten als helle und Nordabhänge.

Sollen Verdunstungsmesser brauchbare Ergebnisse liefern, dann müssen in ihnen die Faktoren zur Geltung kommen, die in der Natur wirksam sind. Ein nach diesem Grundsatze eingerichteter Verdunstungsmesser ist von **Rykatschew** [10] erbaut worden.

Er besteht (Fig. 36) aus drei Zinkkästen, dem äußeren A, in den der obere B und untere C eingelassen werden. C hat vollen Boden und Wände und ist oben offen. An seinem oberen Rande sind innen Vorsprünge angebracht, die dem oberen Gefäß B als Stütze dienen; der äußere Rand trägt einige Ösen, in die vom oberen Kasten her Stifte eingreifen. An diesen Ösen werden auch mittels Haken die beiden inneren Kästen behufs Wägung herausgehoben. Der Kasten B hat volle Wände, aber einen siebartig durchlöcherten Boden; es sind fünfzehn Reihen von je fünfundzwanzig Löchern vorhanden, deren jedes 1 mm Durchmesser hat. Der Kasten B hat eine Länge von rund 400 mm, eine Breite von 250 mm und eine Tiefe von 150 mm. Die Abmessungen des unteren Kastens C sind in Länge und Breite annähernd die gleichen, seine Tiefe beträgt 100 mm. Die innere Oberfläche des Verdunstungsmessers ist also rund 1000 qcm.

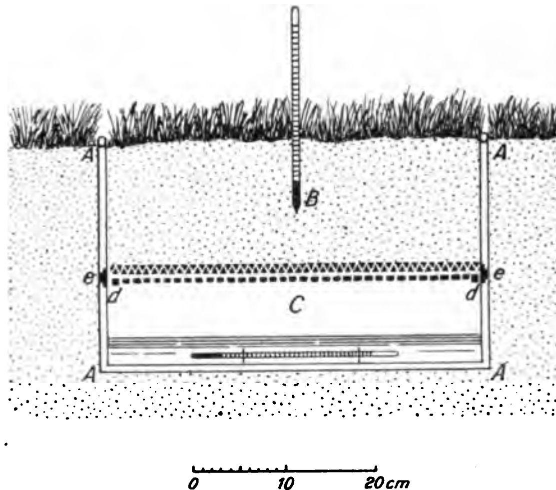


Fig. 36. Verdunstungsmesser von Rykatschew.

Bei der Inbetriebsetzung wird das Gefäß *C* 50 mm hoch mit Wasser gefüllt und das Thermometer in die hierfür bestimmten Stützen eingelegt. In das obere Gefäß *B* wird zunächst auf den Siebboden eine etwa 10 mm starke Schicht Holzkohle aufgebracht und darüber eine Schicht natürlichen Bodens, die genau den Abmessungen des Apparates entspricht und deren Oberfläche genau in Geländehöhe liegt. In diese Bodenschicht wird ein Thermometer so eingeführt, daß die Mitte der Kugel sich in 100 mm Tiefe befindet.

Das Gewicht des fertig ausgerüsteten Apparates — also mit Wasser, der Kohleschicht und den beiden Thermometern — beträgt 24 kg.

In dem Rykatschewschen Verdunstungsmesser befindet sich also der Boden unter Bedingungen, die den natürlichen möglichst nahe kommen. Zwischen dem Apparate oder dem in ihm enthaltenen Boden und dem ihn umgebenden Boden stellt sich Gleichgewicht der Temperatur her; die Luft in dem unteren Gefäß *C* ist stets mit Wasserdampf gesättigt, der durch seine Aufsaugung in der Kohleschicht die Feuchtigkeit der Wurzelschicht des Rasens ganz so ernährt und erhält wie in der Natur die Bodenfeuchtigkeit die Wurzeln ernährt. Bei Niederschlägen sickert das Wasser durch die Bodenschicht und der Überschuß gelangt in das untere Gefäß. Während der fast drei Monate umfassenden Beobachtungszeit erhalten sich die Rasenstücke im Apparat ohne jede künstliche Wasserzufuhr vollkommen frisch und grün. In der Ausschließung jeder künstlichen Bewässerung ist ein großer Fortschritt gegen die sonst üblichen Verdunstungsmesser zu erblicken, weil eben die letzteren wegen der künstlichen, der Wirklichkeit durchaus nicht entsprechenden Bedingungen praktisch brauchbare Ergebnisse nicht liefern können.

§ 3. Versickerung.

Die Versickerung steht in innigstem Zusammenhange mit der Verdunstung, und zwar in dem Sinne, daß alles, was diese fördert, jene hindert.

Da von der Größe der Versickerung der Grundwasserreichtum eines Gebietes und die Wasserführung der offenen Wasserläufe abhängt, so sind die hier auftretenden Fragen und gesammelten Erfahrungsergebnisse für den Wasserbau von der allergrößten praktischen Bedeutung.

Zunächst geht aus dem über die Verdunstung Gesagten hervor, daß der Einfluß des Waldes auf die Versickerung während der Vegetationsperiode in physikalischer Beziehung ein ungünstiger ist. Andererseits verzögert aber der hindernisreiche Waldboden den oberflächlichen Abfluß des Regen- und Schmelzwassers, und dieser die Einsickerung fördernde mechanische Einfluß wird um so stärker hervortreten, je größer die Oberflächenneigung ist, während er bei ebener Geländelage bedeutungslos wird.

Daraus erklärt sich die Tatsache, daß, wenn Gehänge abgeholzt werden, die Quellen abnehmen oder gänzlich versiegen, die bisher an ihrem Fuße austraten, ferner daß der oberflächliche Abfluß sich rascher denn früher vollzieht und daß somit die Einwirkungen von Regenfällen und Schneeschmelzen in den offenen Wasserläufen am Fuße der Gehänge schroffer denn bisher auftreten, daß daher infolge der Abholzung die Wasserführung eine unregelmäßigere wird.

Im ebenen Gelände verschwinden die mechanisch günstigen Einflüsse des Waldes auf die Sickerwassermengen, während im Winter ganz allgemein sich auch die physikalisch ungünstigen kaum noch bemerkbar machen.

Die klimatischen Einflüsse auf die Versickerung lassen sich dahin zusammenfassen, daß sie im Sommer diese beeinträchtigen, im Winter begünstigen, aber nur solange der Boden nicht gefroren ist. Im Sommer wird nach langer Trockenheit selbst ein länger andauernder Regen nur Sickerwasser liefern, das von dem ausgedörrten Boden kapillar festgehalten wird und bald darauf wieder verdunstet, während in der kalten Jahreszeit ein erheblich kleinerer Niederschlag beachtliche Sickerwassermengen liefern kann.

Die Einwirkung des Schneefalls auf die Einsickerung hängt davon ab, ob der Boden beim Beginn desselben gefroren war oder nicht. Im ersteren Falle fließt das Schmelzwasser nur oberflächlich ab. Das bedingt plötzliche Anschwellung der Flüsse. Starker Schneefall nach hartem Frost und späteres plötzliches Tauwetter bedingen stets Hochwassergefahr und sehr häufig nachfolgenden Wassermangel, da die Grundwasserbehälter keine Speisung durch Sickerwasser erfahren haben. Andererseits wird die Einsickerung außerordentlich begünstigt, wenn beim Beginn des Schneefalles der Boden nicht gefroren ist. Die einen schlechten Wärmeleiter darstellende Schneedecke schützt den Boden vor Abkühlung, so daß der schmelzende Schnee einen noch offenen, wasseraufnahmefähigen Boden vorfindet. Das Schmelzwasser wird dann in um so größerer Menge einsickern, je langsamer die Schneeschmelze vor sich geht und je flacher die Geländelage ist; gleichzeitig wird der oberflächliche Abfluß verringert: die Anschwellungen in den Flüssen bleiben in mäßigen Grenzen, ihre nachherige Wasserführung wird eine verhältnismäßig reichliche sein, da die unterirdischen Speisebehälter einen großen Wasservorrat aufweisen, den sie nur allmählich abgeben.

Die Sickerwassermenge ist endlich noch abhängig von der Fähigkeit des Bodens, das Wasser kapillar festzuhalten, oder von seiner vollen Wasserkapazität. Je größer diese Fähigkeit ist, um so kleiner ist die, den Überschuß über die volle kapillare Sättigung darstellende, Sickerwassermenge. Das größte Wasserfassungsvermögen des Bodens, das nach früher Gesagtem stets größer ist als seine größte Wasserkapazität, wird durch seinen Porengehalt in folgender Weise gemessen.

Ein Gefäß von bekanntem Rauminhalt wird z. B. mit trockenem Sande gefüllt, das Gewicht des eingebrachten Sandes bestimmt, dann der Sand im Gefäß mit Wasser gesättigt unter Feststellung des Gewichtes des hierzu erforderlichen Wassers. Da nun trockener Sand bei diesem Verfahren sich setzt, so muß so lange abwechselnd trockener Sand und Wasser, deren Gewichte jedesmal zu bestimmen sind, hinzugefügt werden, bis das Gefäß mit gesättigtem Sande, ohne eingeschlossene Luftblasen und ohne überflüssiges Wasser, genau gefüllt ist.

Ist nun

P das Gewicht des zur Anfüllung des leeren Gefäßes erforderlichen Wassers,
G » » » eingebrachten Sandes,
p » » » » Wassers,
σ » spezifische Gewicht der Sandkörner und
n » Verhältnis der Zwischenräume zum ganzen Raum oder der Porengehalt,

dann ist

$$\sigma = \frac{G}{P-p} \text{ und } n = \frac{p}{P}.$$

Je dichter die Lagerung eines reinen Sandbodens, um so größer ist seine kapillare Saughöhe und um so kleiner sein Porengehalt und seine Wasserdurchlässigkeit. Für den in der Wirklichkeit allerdings nie vorkommenden Fall, daß alle Sandkörner Kugeln

gleichen Durchmessers sein würden, ist der Porengehalt unabhängig von der Größe der Kugeln und nur abhängig von ihrer Lagerung. Wenn ein würfelförmiges Gefäß mit gleich großen Kugeln gefüllt wird, dann findet die lockerste Lagerung statt, wenn die Kugeln reihenweise an- und übereinander liegen, und die dichteste Lagerung, wenn die lotrechten Achsen von je zwei aneinander liegenden Kugeln um den halben Durchmesser gegeneinander versetzt sind. Bei der lockersten Lagerung ist dann $n = 0{,}476$ und bei der dichtesten $n = 0{,}303$.

Grober Sand usw. braucht daher keinen größeren Porengehalt aufzuweisen als Feinsand. Wenn aber Feinsand dem Grobsande beigemischt wird, dann wird der Porengehalt der Mischung abnehmen und kleiner werden als der eines gleichmäßigen Feinsandes, indem gleichzeitig die kapillare Saughöhe zunimmt. Zwei Untersuchungen des Verfassers [11] mögen das Gesagte zahlenmäßig erläutern.

Sandsorte:	A		B	
Korngröße . .	über 0,85 mm 7 v. H. von 0,85 bis 0,65 » 6 » » » 0,65 » 0,40 » 23 » » » 0,40 » 0,22 » 44 » » unter 0,22 » 20 » »	0,31 mm im Mittel	von 1,0 bis 1,5 mm 14 v. H. » 1,5 » 0,85 » 10 » » » 0,85 » 0,65 » 12 » » » 0,65 » 0,40 » 29 » » » 0,40 » 0,22 » 28 » » unter 0,22 » 7 » »	1,27 mm im Mittel
Porengehalt. .	0,3346		0,2880	
Kapillare Saughöhe	210 mm		270 mm	

Nicht die mittlere Korngröße eines reinen Sandbodens gibt einen Maßstab ab für seine Wasserdurchlässigkeit, sondern das Verhältnis der Korngrößen zueinander, die Art seiner Mischung, die in der kapillaren Saughöhe in dem Sinne zum Ausdruck kommt, daß, je größer diese, um so undurchlässiger der Boden ist. Da nun die größte Wasserkapazität um so größer ist, je größer die kapillare Saughöhe ist, so steht die Wasserdurchlässigkeit eines Bodens im umgekehrten Verhältnis zu seiner größten Wasserkapazität.

Die große Durchlässigkeit des Sandbodens wird durch Beimengung von Ton erheblich vermindert. Versuche haben ergeben, daß es genügt, reinem Sande etwa ein Drittel seines Raumes an Ton beizumischen, um ihn wasserundurchlässig zu machen, und daß ein größerer Tonzusatz keine praktisch fühlbare Wirkung ausübt.

Das in einen durchlässigen Boden eingedrungene Sickerwasser sinkt unter dem Einfluß der Schwere so lange, bis es auf eine undurchlässige Schicht trifft, auf der es sich entweder als Grundwasser ansammelt, falls diese eine Mulde ist oder aber zum Abflusse gelangt, falls die wassertragende Schicht gegen den Horizont geneigt ist. Im ersten Falle bildet sich ein mit stehendem Wasser gefülltes Grundwassserbecken, im zweiten Falle ein Grundwasserstrom. Steigt im Grundwasserbecken das Wasser über dessen Rand, dann kommt es zum Abfluß. Tritt die wassertragende Schicht in Taleinschnitten zutage, dann fließt das Grundwasser als Quelle aus. Zwischen Quell- und Grundwasser besteht somit kein Unterschied hinsichtlich der Beschaffenheit des Wassers: Quellwasser ist natürlich zutage tretendes Grundwasser.

§ 4. Bewegung des Grundwassers.

Für die Bewegung des Grundwassers ist das von Darcy [12] im Jahre 1855 gefundene Filtrationsgesetz maßgebend, das er aus seinen in Dijon angestellten Versuchen über den Durchgang des Wassers durch künstliche Sandfilter ableitete. Bei der grundlegenden Bedeutung dieser Versuche ist es geboten, diese hier näher zu beschreiben.

Die von Darcy verwendete Versuchsvorrichtung bestand, Fig. 37, aus einem lotrechten Kreiszylinder *A* von 35 cm lichtem Durchmesser und etwa 3,5 m Höhe, in dem 20 cm über dem Boden zunächst ein eiserner Rost von 7 mm starken prismatischen Stäben mit 7 mm weiten Zwischenräumen, dann rechtwinklig dagegen ein Rost von 5 mm starken Drähten mit 5 mm weiten Zwischenräumen und hierüber ein Metallsieb mit 2 mm weiten Löchern angebracht war, und in den oben das von der Wasserleitung abzweigende Speisungsrohr *B* mündete, während unterhalb des den Filterkörper tragenden Rostes ein nach dem Eichungsbecken *C* führendes Ablaßrohr angebracht war. Der Filterkörper bestand aus gemischtem Flußsand folgender Zusammensetzung:

Kies, Muschelschalenstücke usw.	0,17	v. H.
2,00 mm Siebgröße	0,12	» »
1,00 » »	0,13	» »
0,77 » »	0,58	» »

Sein Porengehalt betrug 38 v. H. (= 0,38).

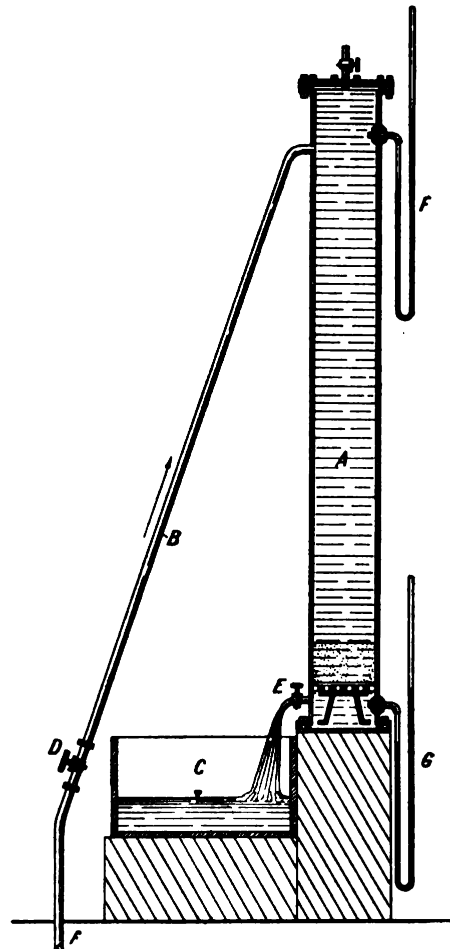


Fig. 37. Darcys Filterapparat.

Der Sand wurde in dem mit Wasser gefüllten Zylinder eingerührt und die Stärke der Filterschicht erst dann gemessen, nachdem der Sand sich gehörig gesetzt hatte und die eingeschlossene Luft entwichen war. Man beobachtete dann in der Art, daß man über dem Filter einen gewissen Druck herstellte, dann das Abflußrohr öffnete, und durch Stellung der beiden Hähne *D* und *E* einen Beharrungszustand, d. h. einen gleichbleibenden Ausfluß herstellte. Zur Bestimmung der Drücke dienten an beiden Enden angebrachte Quecksilbermanometer *F* und *G*. In der nachfolgenden Zusammenstellung der Versuchsergebnisse sind die Versuche fortgelassen, bei denen an den Manometern merkliche oder gar bedeutende Schwankungen aufgetreten waren, die durch das Öffnen und Schließen der vielen Abzweigungen des Wasserleitungsrohres, an das das Rohr *B* angeschlossen war, herbeigeführt wurden.

Bezeichnet

F den Filterquerschnitt in qm,

n den Porengehalt des Sandes,

Q die sekundliche Ausflußmenge in cbm,

v die mittlere Wassergeschwindigkeit im Filter in m,
h die Druckhöhe in m,
l die Höhe der Filterschicht in m,

dann ist

$$v = \frac{Q}{nF}.$$

Es sei ferner

$$\frac{h}{l} = J \quad \text{und}$$

$$\frac{v}{J} = k.$$

Ergebnisse der Darcyschen Filterversuche.

Zahl des Versuchs	v m	$J = \frac{h}{l}$	$k = \frac{v}{J}$	k Mittel	Bemerkungen
		1. Versuchsreihe.	Filterstärke = 0,58 m.		
1	0,00164	1,914	0,000857	0,0008	Ungewaschener Sand
2	0,00348	4,069	0,000855		
3	0,00547	6,896	0,000793		
4	0,00651	8,448	0,000771		
5	0,00692	8,655	0,000800		
6	0,00994	13,155	0,000756		
		2. Versuchsreihe.	Filterstärke = 1,14 m.		
1	0,00121	2,281	0,000531	0,0005	Ungewaschener Sand
2	0,00195	4,123	0,000473		
3	0,00285	6,763	0,000421		
		3. Versuchsreihe.	Filterstärke = 1,71 m.		
1	0,00097	1,503	0,000645	0,0006	Gewaschener Sand
2	0,00178	2,977	0,000598		
		4. Versuchsreihe.	Filterstärke = 1,70 m.		
1	0,00256	4,106	0,000624	0,0006	Gewaschener, etwas gröberer Sand.

Nach den vorstehenden Versuchsergebnissen ist, zunächst für jede Versuchsreihe, annähernd

$$v = k \cdot J \quad \text{und,} \tag{2}$$

da

$$Q = nFv,$$

$$Q = k \cdot nF \cdot J.$$

Aber schon Darcy war der Überzeugung, daß die Schwankungen in den k-Werten nur in der verschiedenen Beschaffenheit des Filtersandes begründet seien, und daß für ein und denselben Filtersand k konstant sein müsse.

Die seit Darcy angestellten zahlreichen Versuche haben ergeben, daß das Darcysche Gesetz sich um so mehr bestätigt, je kleiner das Gefälle J ist. Nun haben wir es bei Grundwasser in zusammenhängendem Geschiebe mit sehr geringen Gefällen zu tun, die nur ganz ausnahmsweise bis auf 0,01 anwachsen. Man darf daher den hier auftretenden Rechnungen das Darcysche Gesetz unbedenklich zugrunde legen.

Seine wichtigste Anwendung findet es bei den **Vorarbeiten zu Grundwasserversorgungen.** Man hat dabei den Begriff der **Einheitsergiebigkeit** ε eingeführt, der sich mit unseren Bezeichnungen bestimmt durch die Gleichungen

$$\varepsilon = nk \quad \text{und}$$

$$Q = \varepsilon F J. \tag{3}$$

Zur Bestimmung der Ergiebigkeit Q eines Grundwasserstromes hat man daher die drei Größen auf der rechten Seite der Gleichung (3) zu messen. Die Bestimmung des senkrecht zur Strömungsrichtung stehenden Durchflußquerschnittes F eines Grundwasserstromes erfolgt durch Bohrungen, deren Schichtenfolgen über die Mächtigkeit und Ausdehnung der wasserführenden Schichten Aufschluß geben. Das Gefälle J des Grundwasserspiegels wird durch Einmessen desselben in den offenen Bohrlöchern oder auch in vorhandenen Brunnen, Schürflöchern usw. bestimmt. Am schwierigsten gestaltet sich die Ermittelung des Wertes ε. Sie kann entweder unmittelbar durch Filterversuche oder mittelbar durch Pumpversuche bewirkt werden. Den Filterversuchen ist aber um deswillen ein nur bedingter Wert beizumessen, weil man nie in der Lage ist, in einem künstlichen Filter genau die Schichtung und Lagerung zu wiederholen, wie sie die Untergrundschichten aufweisen. Diese ist, je nach den Kräften, die bei ihrer Bildung mitgewirkt haben, entweder eine ganz regellose oder es läßt sich eine nahezu wagerechte Schichtung erkennen, wie sie das Merkmal der durch fließendes Wasser herbeigeführten Ablagerungen ist. In sehr lehrreicher und vorbildlicher Weise hat **G. Thiem** [13] die hier auftretenden Fragen erörtert. Wir entnehmen ihm das folgende. Um die Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Lagerung zu untersuchen, wurden vier Bodenproben behandelt:

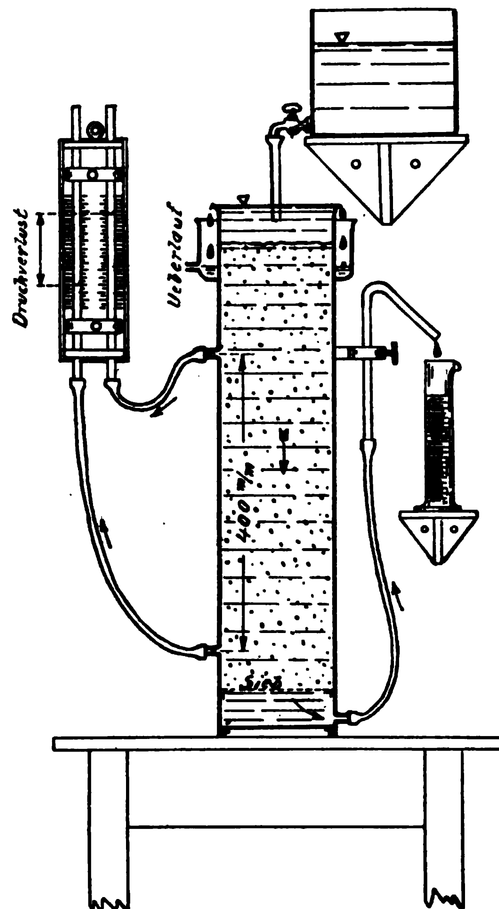


Fig. 38. G. Thiems Filterapparat.

1. feiner Sand } tertiären Ursprunges,
2. Mittelsand } tertiären Ursprunges,
3. Grober Sand } tertiären Ursprunges,
4. Feiner diluvialer Kies.

Die Vorrichtung zur Bestimmung der Durchlässigkeit bestand, Fig. 38, aus einem Zylinder, über dessen Boden sich ein Drahtsieb mit auswechselbarer Maschenweite befand, auf das der zu untersuchende Sand sorgfältig aufgebracht wurde. Aus einem Behälter floß dem Zylinder ständig soviel Wasser zu, daß es dauernd überlief, also ein konstanter Wasserspiegel in Höhe des Zylinderrandes erzeugt wurde. Die Strecke, auf der die Druckverluste des durchfließenden Wassers gemessen wurden, betrug 40 cm und wurde innerhalb des Sandes gelegt, so daß die etwaige Bildung einer Filterhaut über den Sandschichten und die durch das Drahtsieb verursachten Widerstände fortfielen. Die Regelung

der Ausflußmenge erfolgte durch ein in der Höhe verschiebbares, knieförmig gebogenes Glasrohr, dessen oberster Punkt zur besseren Abführung der Luft eine kleine Öffnung erhielt.

Die Druckhöhen wurden mittels eines Fernrohres, dessen Sehachse stets wagerecht gestellt wurde, zur Erhöhung der Genauigkeit der Ablesung und Vermeidung parallaktischer Fehler abgelesen. Der Eintritt von Sand in die Schläuche wurde durch Siebe verhindert. Der innere Zylindermantel erhielt eine rauhe Oberfläche durch Aufbringung einer heißen Leinölfirnisschicht, die vor ihrem Erkalten mit einer dünnen Grobsandschicht bedeckt wurde.

In den Zylinder wurden die drei in den Figuren 39 bis 41 schematisch dargestellten Lagerungszustände eingebaut. Um die erste Lagerung, Fig. 39, zu erzielen, wurde trockener Sand in kleinen Mengen in den Apparat eingestampft. Dieser wurde dann für den Versuch von unten langsam mit Wasser gefüllt, um die Luft zu entfernen. Behufs Bildung der zweiten Lagerung, Fig. 40, wurde der wagerecht gelegte Versuchszylinder wagerecht heftig geschüttelt, und dabei der Sand unter Wasser langsam eingebracht. Für den Versuch wurde das Gefäß aufrecht gestellt und lotrecht vom Wasser durchflossen. Denkt man sich die Anordnung dieser Lagerung um einen rechten Winkel gedreht, dann hat man die Wassermenge der Fig. 41, die man ebenfalls in dem Zylinder erzeugen kann. Den größten Widerstand stellt die letzte Lagerung dem Durchflusse entgegen, den geringsten die zweite Lagerung, die derjenigen der Untergrundschichten neben unseren Flüssen entspricht, und deshalb für die Grundwassergewinnung am bedeutungsvollsten ist. Die Versuchsergebnisse sind nachfolgend zusammengestellt (s. Tabelle S. 45).

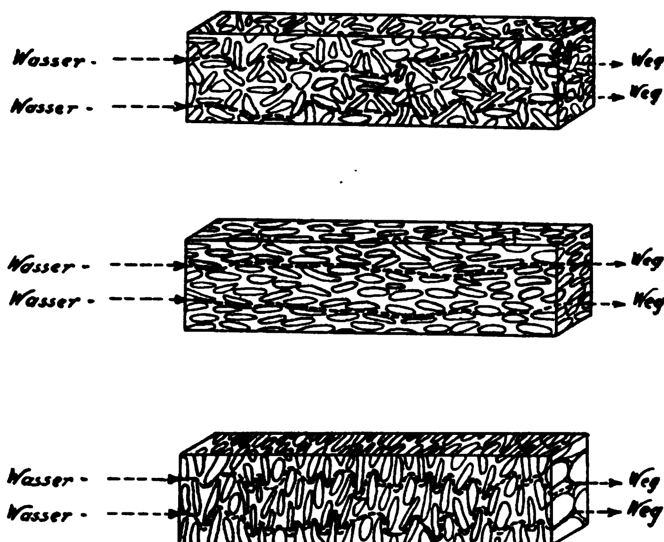


Fig. 39—41. Lagerungen von Sand.

Diese Ergebnisse bestätigen zunächst die Richtigkeit und Zuverlässigkeit des Darcyschen Gesetzes und zeigen ferner die bedeutende Abhängigkeit der Durchlässigkeit von der Art der Lagerung. Um letzteres noch mehr zu verdeutlichen, sind die Verhältniszahlen der mittleren Einheitsergiebigkeiten für ein und dieselbe Bodenprobe bei verschiedener Lagerung gebildet; diejenige für die trockene Einfüllung wurde gleich 1 gesetzt: bei den gleichmäßigen tertiären Sanden ist die Art der Lagerung fast ohne Einfluß auf ε, bei den diluvialen Kiesen wächst der Wert von ε um ein Vielfaches.

Erheblich sicherer als die unmittelbare Bestimmung von ε ist zwar die Ermittelung des Gefälles des Grundwasserspiegels, aber auch sie kann leicht bei nicht gehöriger Beachtung aller Begleitumstände zu Trugschlüssen führen.

Die Erhebungen über die Höhenlage des Grundwasserspiegels dienen zum Entwerfen eines Höhenschichtenplanes desselben, der über Größe und Richtung des Gefälles Aufschluß gibt. Je weiter die Linien gleicher Spiegelhöhen voneinander liegen, um so

Ergebnisse der Filterversuche von G. Thiem.

	Nasse Einfüllung, Schichtung senkrecht zur Wasserbewegung		Trockene Einfüllung unter fortgesetztem Stampfen		Nasse Einfüllung, Schichtung parallel zur Wasserbewegung	
	J	ε	J	ε	J	ε
Probe 1, feiner Sand.						
			0,0675	0,0000202	0,0550	0,0000218
			0,1263	0,0000207	0,1062	0,0000222
			0,1788	0,0000210	0,1526	0,0000222
			0,2451	0,0000212	0,2088	0,0000212
			0,3014	0,0000215		
			0,3500	0,0000215		
ε im Mittel				0,0000210		0,0000220
Verhältniszahl. . .				1		1,04
Probe 2, Mittelsand.						
	0,0350	0,000102	0,0288	0,000205	0,0550	0,000315
	0,0800	0,000097	0,0688	0,000209	0,1062	0,000317
	0,1075	0,000088	0,1012	0,000209	0,1526	0,000315
			0,1500	0,000209		
			0,1987	0,000210		
			0,2476	0,000209		
			0,3027	0,000208		
			0,3590	0,000207		
ε im Mittel		0,000096		0,000208		0,000316
Verhältniszahl. . .		0,46		1		1,52
Probe 3, grober Sand.						
			0,0625	0,000323	0,0550	0,000475
			0,1100	0,000323	0,0800	0,000476
			0,1538	0,000323	0,1062	0,000476
			0,2163	0,000322	0,1300	0,000480
					0,1525	0,000474
ε im Mittel				0,000323		0,000476
Verhältniszahl. . .				1		1,48
Probe 4, feiner Kies.						
			0,0438	0,000448	0,0550	0,00165
			0,0738	0,000445	0,0800	0,00165
			0,1012	0,000445	0,1062	0,00162
			0,1255	0,000445		
			0,1525	0,000447	0,1550	0,00164
ε im Mittel				0,000446		0,00164
Verhältniszahl. . .				1		3,68

geringer ist das Gefälle J, um so mächtiger und durchlässiger die wasserführende Schicht. Dort wo die Höhengleichen näher zusammenrücken, ist entweder die Lagerungsdichtigkeit des Bodens eine größere oder die wassertragende Sohle hebt sich, verengt den Querschnitt und erzeugt größeren Widerstand.

Das alles gilt jedoch nur für den Fall, daß man es mit einem einzigen Wasserstockwerk, wie es A. Thiem genannt hat, zu tun hat. Um das zu erkennen, hat man das ganze in Frage kommende Gebiet durch Bohrungen aufzuschließen. Welche Verwickelungen dabei auftreten können, hat A. Thiem [14] durch folgendes Beispiel erläutert.

Es sei, Fig. 42, die punktierte Fläche der Durchschnitt einer wasserführenden Schicht, in die inselartig die undurchlässige hh eingelagert sei. $h_1 h_1$ sei die wasserdichte Sohle und 1, 2, 3, 4 und 5 stellen Bohrungen dar, deren Sohlen in der durch die Figur dargestellten Lage sich befinden. Dann gibt die ausgezogene Linie ab das Gefälle des über der wasserdichten Einlagerung fließenden Grundwassers, während die gestrichelte Linie ab das Gefälle des zwischen den wasserdichten Schichten sich bewegenden Wassers darstellt. Die Widerstände zwischen 2 und 4 in der oberen Schicht sind kleiner als die der unteren Schicht auf der gleichen Wegstrecke, veranlaßt durch die Einschnürung bei der Bohrung 3. Bei Ausführung der Bohrungen 2 und 4 wird beim Durchfahren der Einlagerung eine Spiegelsenkung oder Hebung stattgefunden haben. Hat sich diese Erscheinung der Beobachtung entzogen, so wird aus den Spiegellagen ein durchaus falsches Bild des unterirdischen Zustandes abgeleitet werden. Berührt die Einlagerung wasserdicht die Sohle bei Bohrung 3, so wird das Gefälle zwischen Bohrung 5 und 4 gleich Null, und es kann gefolgert werden, daß auf der betreffenden Strecke keine Bewegung stattfindet. Für die Strecke von der Bohrung 1 zur Bohrung 2 gilt dasselbe, während das gesamte Gefälle von der Bohrung 5 zur Bohrung 1 auf der Strecke 2—4 vereinigt erscheint.

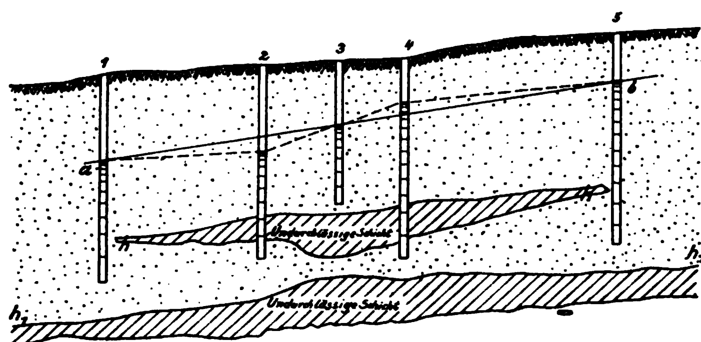


Fig. 42. Wasserstockwerke.

Solche Beobachtungen stehen miteinander in Widerspruch; aus ihnen ist nichts abzuleiten und sie verwirren die Erscheinung. Sie beweisen aber auch, wie A. Thiem weiter mit Recht hervorhebt, daß es mit dem einfachen Bohren, wie es so häufig geschieht, nicht abgemacht ist, sondern daß die Zustandswechsel während der Bohrung mit aller Sorgfalt beobachtet werden müssen. Entzieht sich dennoch eine Erscheinung der Beobachtung, so müssen an solch zweifelhaften Orten unmittelbar benachbarte Bohrungen in entsprechender Tiefe niedergebracht werden. Der in einer Bohrung durch Wasserentnahme gesenkte Spiegel muß eine entsprechende Wirkung auf seinen Nachbar ausüben; ist das nicht der Fall, so gehören die Bohrlochtiefsten verschiedenen Wasserstockwerken an.

Es ist somit in der Regel der zweite Weg zur Bestimmung von ε, der Pumpversuch, vorzuziehen. Zu dem Zwecke bringt man einen Brunnen mit durchlässigem Mantel in die wasserführende Schicht nieder und beansprucht ihn während einiger Stunden auf eine gleichbleibende Wasserlieferung.

Aus den in benachbarten Bohrlöchern nach eingetretenem Beharrungszustande zu beobachtenden Spiegeländerungen während des Pumpens läßt sich die Durchlässigkeit ε berechnen. Die Grundlagen zu diesen Berechnungen geben das Darcysche Gesetz und die auf dieses aufgebauten Theorien von J. Dupuit [15].

Eine wasserführende Schicht, Fig. 43, ruhe auf einer undurchlässigen Sohle. Es sei

J die Neigung der undurchlässigen Sohle, positiv gezählt bei steigender und negativ gezählt bei fallender Sohle,
Q die sekundliche Wassermenge auf die Breiteneinheit in cbm,
h die Höhe des Grundwasserspiegels über der Sohle in m,
n der Porengehalt der wasserführenden Schicht,
$\varepsilon = nk$ die Einheitsergiebigkeit,
v die mittlere Geschwindigkeit in m,

dann ist

$$Q = nhv$$

und, da

$$v = kJ,$$

$$J = \frac{Q}{nkh} = \frac{1}{\varepsilon}\frac{Q}{h}.$$

Bei schwachem Spiegelgefälle ist

$$J = -\frac{dy}{dx} = \frac{1}{\varepsilon}\frac{Q}{h},$$

ferner ist

$$h = y - Jx,$$

und daher

$$dh = dy - Jdx,$$

und somit

$$-\frac{hdh}{\frac{Q}{\varepsilon} + Jh} = dx.$$

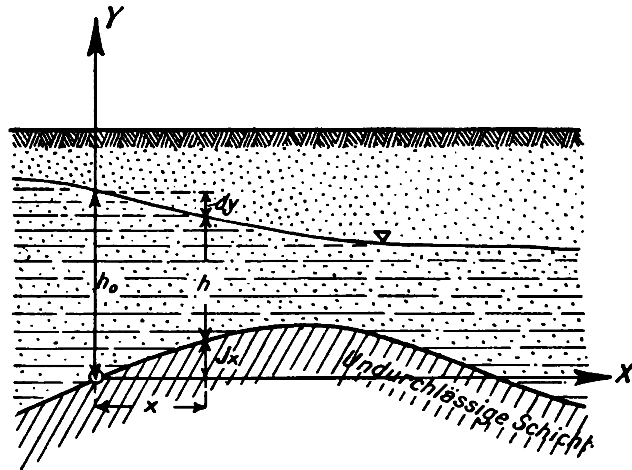


Fig. 43.

Durch Integrieren zwischen den Grenzen $x = 0$ bis $x = l$ erhält man, da

für $x = 0$ $h = h_0$ wird,

$$l = \frac{h_0 - h}{J} + \frac{Q}{\varepsilon J^2} ln \frac{\frac{Q}{\varepsilon} - Jh}{\frac{Q}{\varepsilon} - Jh_0}. \tag{4}$$

Durch Entwickelung des natürlichen Logarithmus in eine Reihe wird

$$l = \frac{\varepsilon}{2Q}(h_0^2 - h^2) - \frac{J}{3\frac{Q^2}{\varepsilon^2}}(h_0^3 - h^3) + \frac{J^2}{4\frac{Q^3}{\varepsilon^3}}(h_0^4 - h^4). \tag{5}$$

Ist das Sohlengefälle so klein, daß man es vernachlässigen kann, oder ruht die wasserführende Schicht auf einer wagerechten Sohle, dann ist $J = 0$, und es wird

$$l = \frac{\varepsilon}{2Q}(h_0^2 - h^2).$$

Die Spiegellinie des Grundwassers ist in diesem Falle somit eine quadratische Parabel mit wagerechter Achse.

Ist

$$x = h_0 - h$$

der Fall des Wasserspiegels auf der Strecke l, dann ist

$$Q = \varepsilon \frac{x}{l} \frac{h + h_0}{2}. \tag{6}$$

Die Wassermenge ist dann also direkt proportional dem Fall x und umgekehrt proportional der Länge l. Sie ist auch sowohl proportional dem mittleren Fall auf die Längeneinheit, als auch der mittleren Stärke der wasserführenden Schicht.

Daraus geht hervor, daß die letzte Gleichung auch die Wassermenge gibt, die ein senkrechtes Filter von der Höhe l, dem wagerechten Querschnitt $\frac{h + h_0}{2}$ und dem Überdruck x in der Zeiteinheit liefern würde.

Hat man es nicht mit einem freien Grundwasserspiegel zu tun, sondern mit einem gespannten, d. h. wird die wasserführende Schicht durch eine wasserdichte bedeckt, dann steht das Grundwasser wie in einem Druckrohre unter Spannung. Bezeichnet nunmehr

L die gesamte Länge eines solchen mit der Bodenart gefüllten Rohres in m,
H den Überdruck zwischen seinen beiden Enden, in Meter Wassersäule,
F seinen Querschnitt in qm,

dann ist wiederum

$$\frac{H}{L} = J = \frac{v}{k} \quad \text{und}$$

$$Q = nFv = nkFJ = \varepsilon FJ.$$

Versuche des Verfassers [11] haben die Zulässigkeit dieser Betrachtung erwiesen.

Die Figuren 44a, b und c stellen die Längenschnitte durch den benutzten ⊔förmigen wasserdichten Kasten dar, der allenthalben einen lichten Querschnitt von 0,5 × 0,5 m besaß und sehr sorgfältig mit wassergesättigtem Sande angefüllt war. Das Wasser wurde dem Schacht I oben zugeführt und floß oben aus Schacht II frei aus. Das während des Beharrungszustandes ausfließende Wasser wurde in einem Eichgefäß aufgefangen und gemessen. Die Versuche wurden so ausgeführt, daß vom Schacht II nacheinander ein, zwei und drei Stücke abgenommen wurden, wodurch zwischen den beiden Schächten Druckunterschiede von 1,011, 2,023 und 3,035 m Höhe erzeugt wurden.

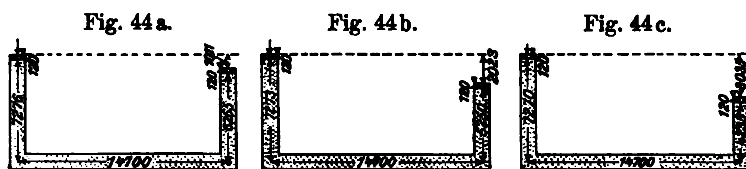


Fig. 44.

Ergebnisse der Versuche von H. Engels.

Zahl des Versuchs	v m	$J = \frac{H}{L}$	$k = \frac{v}{J}$	n	$\varepsilon = nk$	
1	0,000124	0,03580	0,0035	0,335	0,00117	ε im Mittel = 0,00125
2	0,000271	0,07431	0,0036	0,335	0,00121	
3	0,000472	0,11580	0,0041	0,335	0,00137	

Der verhältnismäßig große ε-Wert ist darauf zurückzuführen, daß der Kasten inwendig mit glattem Zinkblech verkleidet war.

Die Benutzung von Pumpversuchen aus Versuchsbrunnen mit durchlässigem Mantel zur Bestimmung von ε gründet sich auf folgende Betrachtungen.

Es sei, Fig. 45,

R der Halbmesser des Wirkungskreises in m,
r » » » Brunnens in m,
h die Wasserhöhe in m im Brunnen während der ständigen Entnahme einer sekundlichen Wassermenge Q cbm,
H die Höhe des ungesenkten Grundwasserspiegels in m,

Fig. 45. Ergiebigkeit eines gewöhnlichen Brunnens.

dann ist in irgendeinem Punkte (x, y) des letzteren das Oberflächengefälle

$$J = \frac{dy}{dx}$$

und nach Gl. (2)

$$\frac{dy}{dx} = \frac{v}{k}.$$

Andererseits ist die filtrierende Fläche eines Bodenzylinders vom Halbmesser x gleich $2n\pi xy$

und
$$Q = 2n\pi xyv.$$

Durch Eliminieren von v und Einführen des Wertes $\varepsilon = nk$ erhält man

$$\frac{dy}{dx} = \frac{Q}{2\varepsilon\pi} \cdot \frac{1}{xy},$$

$$y\,dy = \frac{Q}{2\varepsilon\pi} \frac{dx}{x}.$$

Durch Integrieren von der Grenze $x = r$, bei der $y = h$ ist, erhält man als Gleichung der Spiegellinie

$$y^2 - h^2 = \frac{1}{\varepsilon \pi} Q \ln \frac{x}{r}$$

und durch Integrieren von der Grenze $x = R$, bei der $y = H$ ist, findet man

$$y^2 - H^2 = \frac{1}{\varepsilon \pi} Q \ln \frac{x}{R}.$$

Somit wird

$$Q = 2 \varepsilon \pi \frac{H - h}{\ln R - \ln r} \cdot \frac{H + h}{2}. \qquad (7)$$

Diese Gleichung ist zuerst von J. Dupuit (a. a. O. S. 255) aufgestellt worden. A. Thiem hat ihre Richtigkeit an den Betriebsergebnissen von Versuchsbrunnen nachgewiesen.

Fig. 46.

Die Ergiebigkeit Q ist also proportional dem Überdruck $H - h$ und der mittleren Mächtigkeit der wasserführenden Schicht $\frac{H + h}{2}$. Sie verändert sich aber nicht mehr im umgekehrten Sinne mit der mittleren wagerechten Abmessung $R - r$, wohl aber ist sie umgekehrt proportional der Größe $\ln \frac{R}{r}$.

Für ein und dieselbe Grundwasserschicht sind die Ergiebigkeiten Q und Q_1 zweier Brunnen von den Halbmessern r und r_1 bei der gleichen Absenkung $H - h$ in dem Verhältnis

$$\frac{Q}{Q_1} = \frac{\ln R - \ln r_1}{\ln R - \ln r}.$$

Da r und r_1 für gewöhnlich klein sind gegenüber R, so wächst die Ergiebigkeit nur sehr langsam mit zunehmendem Brunnendurchmesser.

Hat man während des Beharrungszustandes beim Fördern einer sekundlichen Wassermenge Q aus dem Brunnen die dadurch herbeigeführten Spiegelabsenkungen s und s_1 in zwei Bohrlöchern 1 und 2 beobachtet, Fig. 46, dann ergibt sich

$$\varepsilon = \frac{Q\,(ln\,a_1 - ln\,a)}{\pi\,(h_1 + h)\,(s - s_1)}\,. \tag{8}$$

Auch für Grundwasserströme mit geneigtem Wasserspiegel und bei geneigter undurchlässiger Sohle sind die entwickelten Gleichungen verwendbar. Man hat nur [16] die Größe der für wagerechte Sohle gültigen Ordinaten ohne weiteres unverändert von der geneigten Sohle in der zugehörigen, in der Neigung der letzteren gemessenen, Entfernung x von der Brunnenachse aus aufzutragen. Die letzte Gleichung zeigt, daß es für die Ermittlung von ε der Kenntnis des natürlichen Gefälles des Grundwasserstroms gar nicht bedarf, und daß die Feststellung der Durchlässigkeit bei jeder Spiegellage erfolgen kann.

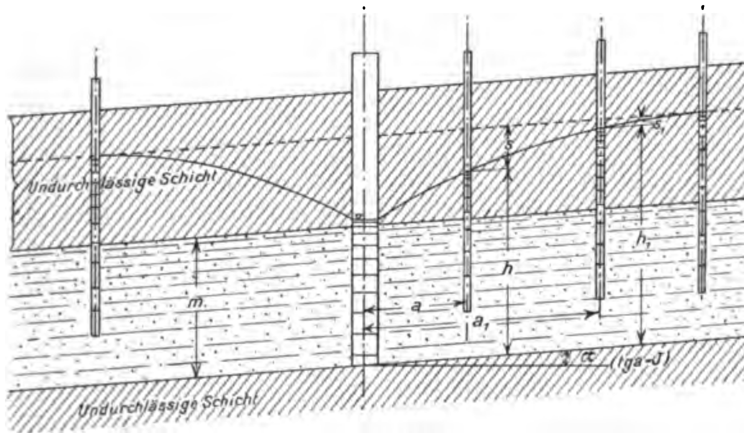


Fig. 47.

Wie oben dargelegt, gelten für Grundwasser unter Spannung die gleichen Betrachtungen wie für solches mit freiem Spiegel. Es ergibt sich dann, Fig. 47,

$$\varepsilon = \frac{Q\,(ln\,a_1 - ln\,a)}{2\,\pi\,m\,(s - s_1)}\,. \tag{9}$$

Die wirklichen Werte ε schwanken je nach der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht in außerordentlich weiten Grenzen. Während sie bei feinem Sande heruntergehen können bis zu 0,00002 und noch weniger, können sie bei grobem Gerölle bis zu 0,005 und noch mehr ansteigen.

Nach Gl. (3) wird ein Grundwasserstrom von 16000 qm Querschnitt, senkrecht zur Strömungsrichtung gemessen, einem Spiegelgefälle von 0,001 und einer Einheitsergiebigkeit von 0,002 eine sekundliche Wassermenge

$$Q = 0{,}002 \cdot 16000 \cdot 0{,}001 = 0{,}032 \text{ cbm} = 32{,}0 \text{ l}$$

abführen.

Nur ein Ingenieur mit sehr großer Erfahrung wird imstande sein, aus einer einfachen Besichtigung der ausgehobenen Bodenmassen einen einigermaßen zutreffenden ε-Wert einzuschätzen. Auch ihm werden dabei erhebliche Fehler unterlaufen können, und deshalb wird er eine solche einfache Besichtigung nur als erste rohe Vorerhebung ansehen, auf Grund welcher er nur entscheiden kann, ob der erste Befund die

Vornahme weiterer Vorarbeiten berechtigt erscheinen läßt oder nicht. Wird ihm die bei Grundwasserversorgungen wichtigste Frage vorgelegt: welche größte Wassermenge dauernd mit Sicherheit einem Grundwasserstrome entnommen werden kann, dann wird er ihre Beantwortung von der Anstellung sorgfältiger Bohr- und Pumpversuche abhängig machen. Nur diese können ihm den richtigen ε-Wert liefern. Die Pumpversuche sind möglichst in Zeiten großer Trockenheit vorzunehmen und erst dann einzustellen, wenn längere Zeit hindurch, mindestens ein bis drei Monate, ein Beharrungszustand während des Pumpens beobachtet wurde. Nach dem Einstellen des Pumpens muß der Grundwasserspiegel seine ursprüngliche Höhe wieder erreichen, d. h. ohne Unterbrechung bis zu dieser wieder ansteigen.

Das Grundwasser bewegt sich mit einer außerordentlich kleinen Geschwindigkeit. Würde z. B. der Porengehalt in unserem Zahlenbeispiele 0,25 betragen, dann würde die sekundliche Geschwindigkeit des Grundwasserstromes

$$v = \frac{Q}{nF} = \frac{0{,}032}{0{,}25 \cdot 16000} = 0{,}000008 \text{ m}$$

betragen, oder das Grundwasser in einem Tage einen Weg zurücklegen gleich $0{,}000008 \cdot 86400 = 0{,}691$ m und in einem Jahre einen solchen gleich $0{,}691 \cdot 365 = 252$ m.

Eine solche Geschwindigkeit ist tatsächlich im Frankfurter Walde beobachtet worden. In der dortigen sehr gleichmäßigen, tonfreien und grobsandigen älteren Mainterrasse ließ die Wasserwerksverwaltung von Frankfurt gefiltertes Mainwasser durch geschlitzte Rohre versickern, um die Einwirkung des auf diese Weise entstehenden Grundwassers auf die etwa 500 m entfernt liegenden Brunnen zu erforschen. Das Wasser gelangte von der Versickerungsstelle allmählich in den 14 m unter Tage liegenden Grundwasserstrom. Der zurückgelegte Weg betrug in einem Jahre nur etwa 250 m, so daß dieses Sickerwasser also erst in etwa zwei Jahren die Brunnen erreicht.

Es dauert also sehr lange, bis die eingesickerten atmosphärischen Niederschläge dahin gelangen, wo sie als Quelle zutage treten oder als Grundwasser in die offenen Wasserläufe gelangen. Die Einwirkung eines Regenfalles oder einer Schneeschmelze kann sich daher oft erst viele Monate nach ihrem Auftreten in dem Quellenerguß oder in der Wasserführung eines offenen Wasserlaufes bemerkbar machen.

Je durchlässiger also die Bodendecke eines größeren Gebietes und je größer der Fassungsraum der Grundwasserschicht ist, um so gleichmäßiger wird sich die Wasserführung der offenen Gewässer gestalten, um so weniger zahlreich werden auch die offenen Wasserläufe sein. In solchen Gebieten werden im allgemeinen die Flußtäler breit und flach sein. Ein Versiegen der Wasserläufe wird nie eintreten und übermäßige Anschwellungen werden zu den Seltenheiten gehören. Umgekehrt ist ein undurchlässiges Gebiet dadurch gekennzeichnet, daß bei andauerndem Regen und bei plötzlich eintretender Schneeschmelze die verhältnismäßig zahlreichen aber kleinen Wasserläufe rasch anschwellen und bei anhaltender Trockenheit ganz oder fast ganz versiegen, daß Quellen sehr selten sind und die Kulturen, insbesonders die Wiesen, einen sehr üppigen Charakter aufweisen.

§ 5. Wechselbeziehungen zwischen Fluß- und Grundwasser.

Die offenen und verdeckten Wasserläufe der Erde stehen in einem dauernden inneren Zusammenhange. In durchlässigen Gebieten findet sich zu beiden Seiten des offenen Entwässerungszuges ein Grundwasserstrom, der mit diesem in dauernder Verbindung steht.

Die Bewegungserscheinungen im Untergrund werden durch die gegenseitige Höhenlage des Fluß- und Grundwasserspiegels bedingt, über die ein Höhenschichtenplan der Wasserspiegel Aufschluß gibt. In sehr anschaulicher Weise hat G. Thiem [16] diese Verhältnisse dargelegt. Biegen nach Fig. 48 die Schichtenlinien flußaufwärts um, so wird der Fluß durch das Grundwasser gespeist. Findet, Fig. 49, die umgekehrte Erscheinung statt, d. h. entfernen sich die Schichtenlinien stromaufwärts vom Flußbett, dann tritt Flußwasser in den Untergrund ein und der Fluß wird zum Erzeuger von Grundwasser. Tritt im ersten Falle plötzlich Hochwasser ein, so wird das Grundwasser vom Flußwasser zurückgestaut, wobei das Flußwasser in den benachbarten Untergrund eintritt. Fig. 50 zeigt die dann eintretende Gestaltung der Schichtenlinien, d. h. einen nach unten gehöhlten langgestreckten Raum, der vorzugsweise von dem eindringenden Flußwasser gefüllt wird.

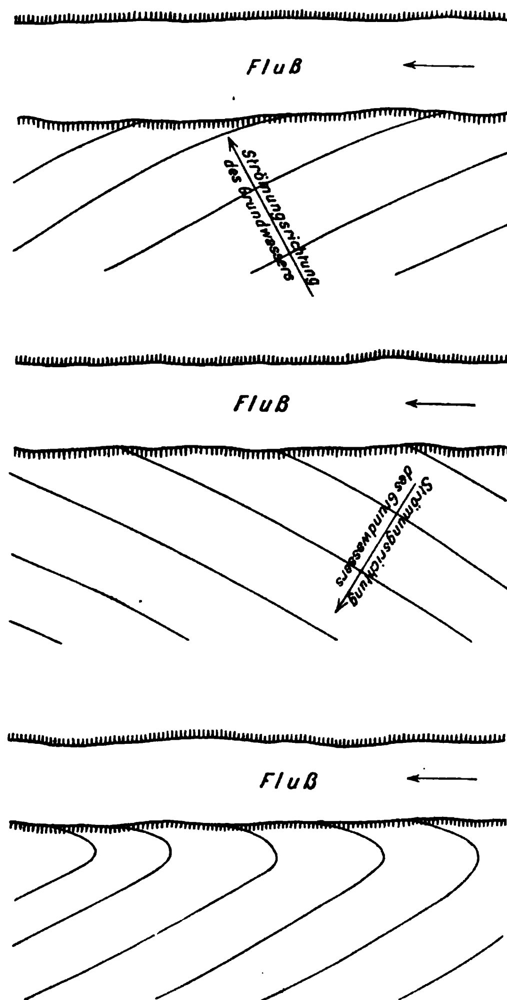


Fig. 48—50.

Fällt der Flußwasserspiegel wieder, dann treten sämtliche Erscheinungen im umgekehrten Sinne auf, wobei aber der Zeitverbrauch zur Herstellung des ersten Zustandes, Fig. 48, viel größer sein wird als er es war, um den zweiten Zustand, Fig. 49, hervorzurufen. Denn anfänglich beteiligten sich Fluß- und Grundwasser gemeinsam an der Erhöhung des Grundwasserspiegels, während nunmehr nach dem Eintritt von Niedrigwasser im Flusse die Entleerung der vorher gefüllten Räume allein dem Grundwasser obliegt. Dabei wird vorübergehend das Grundwasser noch steigen, d. h. sich landwärts bewegen, während es im vorderen, aufwärts gelegenen Teile wieder fällt und dem Flusse zuströmt.

Die Wechselwirkungen zwischen Grund- und Flußwasser spielen zunächst eine sehr bedeutsame Rolle bei der Grundwassergewinnung in der Nähe eines Flusses, die für die Wasserversorgung unserer Städte so vielfach in Frage kommt. Wird z. B. aus einem in einen solchen Grundwasserstrom abgeteuften Brunnen dauernd Wasser entnommen, dann entsteht ein Höhenschichtenplan des Grundwasserspiegels wie ihn Fig. 51 zeigt. Die dem Brunnen zunächst benachbarten Kurven sind nahezu konzentrische Kreise, so daß dem Brunnen das Wasser in gleichmäßiger Verteilung auf seinen Mantel zufließt. Die gestrichelt gezeichneten Wasserwege ergeben sich durch die Errichtung und Fällung rechtwinkliger Kreuzungslinien. In dem dargestellten Beispiele beweist ihr Gang, daß dem Brunnen zur Hälfte selbständiges Grundwasser und zur anderen Hälfte Flußwasser zufließt. Wenn hierbei das Flußwasser die zwischen dem Ufer und

dem Brunnen liegende Untergrundschicht sehr langsam durchfließt, dann wird es auf dem Wege bis zum Brunnen in Grundwasser umgewandelt. Man wird daher den Brunnen möglichst weit vom Ufer abrücken und anderseits den Grundwasserspiegel möglichst wenig absenken. Beides kann allerdings nur auf Kosten der Ergiebigkeit

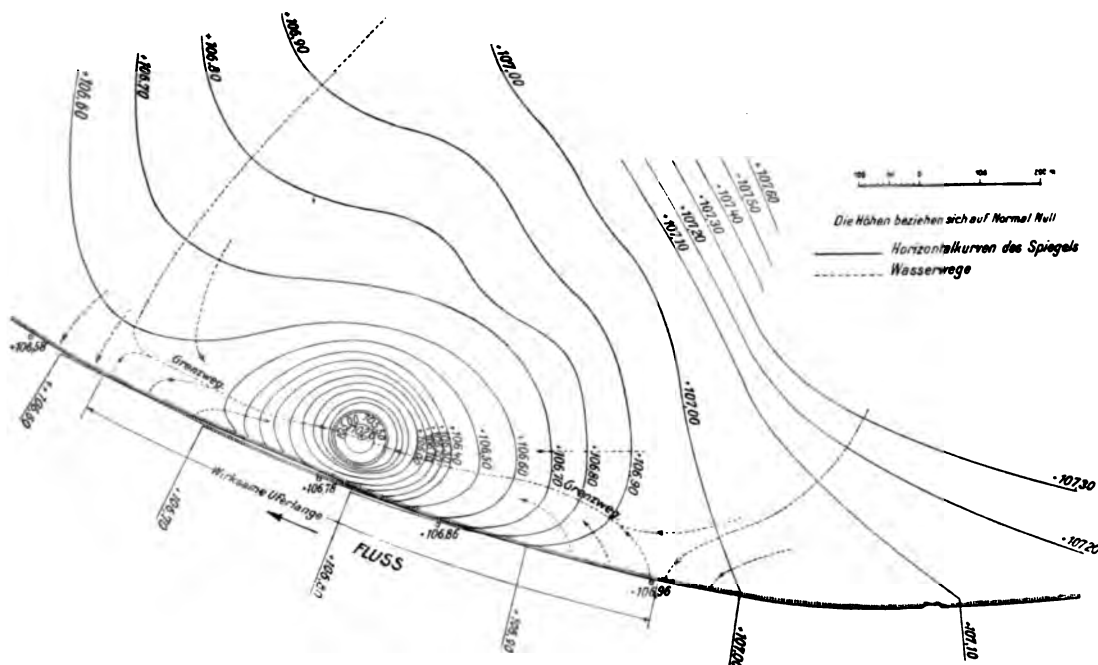


Fig. 51. Höhenschichtenplan und Wasserwege.

geschehen. Anderseits ist es sehr wichtig, daß bei einer durch möglichst geringe Absenkung bewirkten sehr kleinen Filtrationsgeschwindigkeit einer Verstopfung der Poren des Naturfilters vorgebeugt wird. Liegt die Sohle der wasserführenden Schicht wagerecht oder doch annähernd wagerecht, Fig. 52, dann ist nach Gleichung (6)

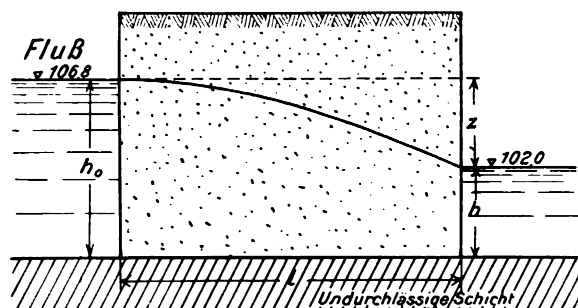


Fig. 52.

$$Q = \varepsilon \frac{z}{l} \frac{h + h_0}{2} = \varepsilon \frac{h_0^2 - h^2}{2l}.$$

Hierin bezeichnet Q die auf einen Meter Uferlänge zu gewinnende Wassermenge in cbm/Sek.

Bezeichnet ferner $\operatorname{tg}\alpha$ das sogenannte **Eintrittsgefälle** und t die Zeit in Sekunden, die das Flußwasser gebraucht, um die Strecke l vom Flusse bis zur Fassungsanlage, Brunnen, Filtergallerie usw., zurückzulegen, dann gelten mit unseren früheren Bezeichnungen noch folgende Beziehungen:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{h_0^2 - h^2}{2 l h_0}; \quad t = \frac{l^2 n}{\varepsilon (h_0 - h)}$$

woraus

$$Q = \varepsilon \operatorname{tg}\alpha\, h_0.$$

Diese Gleichungen sind für die Berechnung und Beurteilung von Wasserversorgungen mittels sogenannter natürlicher Flußwasserfiltration von großer Bedeutung. Besonders wichtig ist die richtige Einschätzung des Wertes $\operatorname{tg}\alpha$: wird das Eintrittsgefälle durch zu starke Absenkung des Wasserspiegels im Brunnen usw. zu groß, dann entsteht die Gefahr, daß die Poren des Naturfilters sich durch die mitgerissenen feinsten Schmutzstoffe des Flußwassers in kürzerer oder längerer Zeit verstopfen: die Ergiebigkeit der Gewinnungsanlage nimmt ab, und wenn man dann durch verstärktes Abpumpen sie vorübergehend wieder hebt, dann verstärkt man das Übel. Die Poren verstopfen sich mehr und mehr, und um die gleiche Wassermenge wie im Anfange zu pumpen, hat man vielleicht die vierfache Absenkung des Brunnenspiegels zu bewirken, bis schließlich — infolge dieses gewaltsamen Betriebes — die Ergiebigkeit ganz aufhört.

Es sei z. B. ermittelt

$$h_0 = 14{,}0 \text{ m},$$
$$\varepsilon = 0{,}00002,$$
$$n = 0{,}10$$

und eingeschätzt

$$\operatorname{tg}\alpha = 0{,}02.$$

Dann wird

$$Q = 0{,}00002 \cdot 0{,}02 \cdot 14 = 0{,}0000056 \text{ cbm/Sek.},$$

entsprechend einer täglichen Wassermenge gleich 4,8 cbm, die auf einen Meter Uferlänge durch natürliche Filtration dem Flusse entzogen werden kann.

Das Maß der Spiegelabsenkung in der Gewinnungsanlage, (gleich $h_0 - h$), sowie die Zeit t fallen nun verschieden groß aus, je nach dem Abstande l der Gewinnungsanlage vom Ufer. Sie berechnen sich wie folgt:

1. für $l = 50$ m.

$$h^2 = h_0^2 - 2lh_0 \operatorname{tg}\alpha = 14^2 - 2 \cdot 50 \cdot 0{,}02 \cdot 14 = 168 \text{ qm}$$
$$h = 12{,}96 \text{ m}.$$

Somit

$$h_0 - h = 1{,}04 \text{ m}$$

$$t = \frac{l^2 n}{\varepsilon(h_0 - h)} = \frac{50^2 \cdot 0{,}10}{0{,}00002 \cdot 1{,}04} = 12 \cdot 500000 \text{ Sek.} = 145 \text{ Tage}$$

und in gleicher Weise

2. für $l = 100$ m.

$$h = 11{,}83 \text{ m}; \quad h_1 - h = 2{,}17 \text{ m}; \quad t = 266 \text{ Tage},$$

3. für $l = 150$ m.

$$h = 10{,}58 \text{ m}; \quad h_1 - h = 3{,}42 \text{ m}; \quad t = 381 \text{ Tage},$$

4. für $l = 200$ m.

$$h = 9{,}17 \text{ m}; \quad h_1 - h = 4{,}83 \text{ m}; \quad t = 479 \text{ Tage}.$$

Die Ergebnisse sind in Fig. 53 zeichnerisch aufgetragen.

Daß solche außerordentlich geringe Geschwindigkeiten tatsächlich auftreten, das hat das vorhin angeführte Beispiel der Frankfurter Flußwasserfiltration gezeigt.

Ferner werden die mit den offenen Wasserläufen in Verbindung stehenden Grundwasserbehälter bei anhaltender Trockenheit und im strengen Winter, wenn alle oberflächlichen Zuflüsse gefroren sind und der gefallene Schnee nicht zum Abschmelzen gelangt, zu den einzigen Wasserversorgern der Flüsse, indem sie ihren Wasservorrat nur allmählich an diese abgeben. Je mächtiger daher diese Grundwasserbehälter sind, und je größer das ihnen dienstbare Einsickerungsgebiet ist, um so nachhaltiger werden die

Flüsse gespeist werden. Dagegen wird bei Hochwasser eine nennenswerte Verminderung der Wasserführung infolge des Eindringens des Flußwassers in den Untergrund wegen der kurzen Zeitdauer dieses Vorganges nicht stattfinden.

§ 6. Ergiebigkeit der Quellen.

Die Ergiebigkeit der Quellen wird bei gleicher Beschaffenheit des Grundwasserträgers um so reichhaltiger und gleichmäßiger sein, je größer das sie speisende unterirdische Gebiet ist. Da nur durch zeitraubende Dauermessungen die Ergiebigkeit einer Quelle zuverlässig zu bestimmen ist, so ist es für die ersten allgemeinen Vorerhebungen bei Wasserversorgungen usw. erwünscht, die auf die Dauer zu erwartende

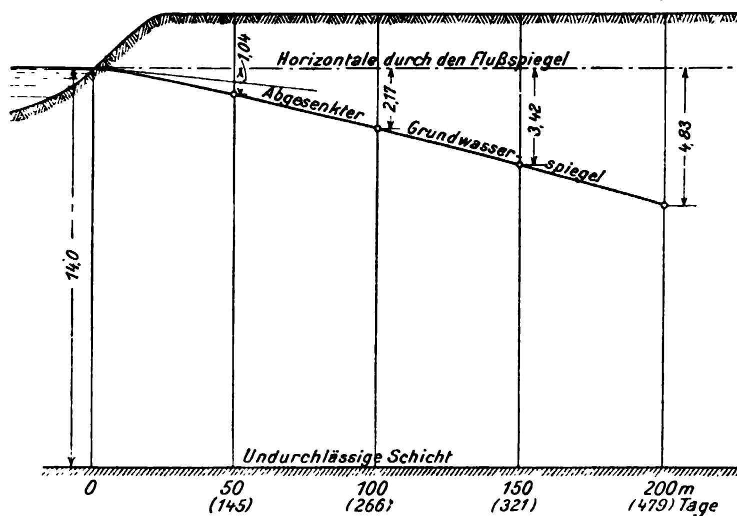


Fig. 53.

Mindestergiebigkeit einer Quelle an Hand von Erfahrungszahlen einzuschätzen. Unter gewöhnlichen Verhältnissen können dabei folgende Angaben einen gewissen Anhalt gewähren.

Quellenergiebigkeit in *sl/ha*.

In trockener Zeit	Unter gewöhnlichen Niederschlagsverhältnissen	In nasser Zeit
0,02 bis 0,05	0,05 bis 0,18	0,18 bis 0,36

Für die Beurteilung dieser Zahlen diene noch folgendes.

Es sei

h die jährliche Regenhöhe in m,
F die Größe des Einsickerungebietes in ha,
Q die sekundliche Wassermenge in l,

dann kann man setzen

$$Q = nFh.$$

n ist nach der Erfahrung einzuschätzen.

Die Angaben für n schwanken etwa zwischen den Grenzen

$$n = 0{,}02 \text{ bis } 0{,}20.$$

Nehmen wir als Mittelwert

$$n = 0,11$$

dann wird für 1 ha und für eine jährliche Regenhöhe von 0,60 m

$$Q = 0,11 \cdot 1 \cdot 0,6 = 0,066 \text{ sl/ha.}$$

Eine noch viel angewendete Regel, nach der ein Drittel der Niederschläge einsickere, ergibt

$$Q = \frac{1000 \cdot 10000 \cdot 0,6}{365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0,063 \text{ sl/ha.}$$

Es seien aber diese Zahlen mit allem Vorbehalte gegeben: nur der erfahrene Ingenieur wird sie unter sorgsamer Beachtung der die Sickergröße bedingenden außerordentlich mannigfaltigen und verwickelten Umstände mit Nutzen verwenden können. Aber auch ihm können sie nie die unmittelbare Messung ersetzen.

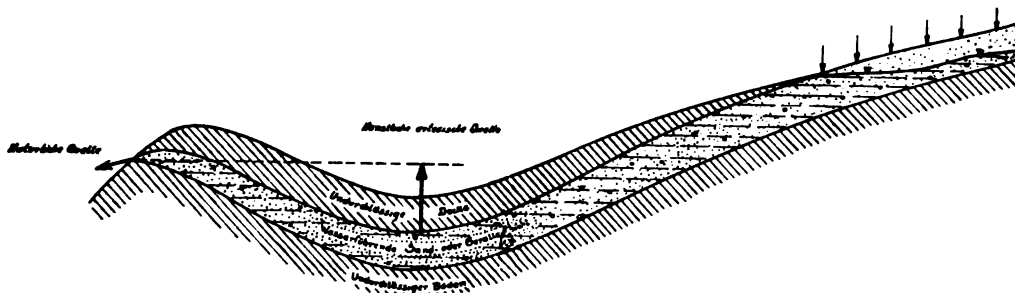


Fig. 54. Künstliche artesische Quelle.

Wird das unter Spannung stehende Grundwasser erbohrt, dann steigt oder springt es artesisch auf. Die Bedingungen, unter denen sich artesisch gespannte Grundwasser bilden, sind in Fig. 54 veranschaulicht. Wird die wasserundurchlässige Deckschicht durchgestoßen, dann entsteht ein artesischer Springquell.

II. Abschnitt.

Bewegungen des Wassers.

A. Strömende Bewegung des Wassers.

§ 1. Allgemeines.

Bei allen Betrachtungen über die Bewegung des Wassers setzen wir den Beharrungszustand voraus, d. h. Unveränderlichkeit der sekundlich abfließenden Wassermenge Q.

Während der Gleichgewichtszustand einer unter der Einwirkung der Schwerkraft stehenden Wassermasse erfordert, daß sämtliche Punkte ihrer freien Oberfläche in der gleichen Horizontalebene liegen, verlangt die Bewegung des Wassers ein Spiegelgefälle, das der Ausdruck für die bewegende Kraft ist. Das Sohlengefälle kommt dabei nur insofern in Betracht, als es das Spiegelgefälle beeinflußt. Der Wasserspiegel des lediglich unter dem Einfluß der Schwerkraft — und nicht anderer Kräfte, wie Winddruck usw. — fließenden Wassers muß sich daher in der allgemeinen Strömungsrichtung senken, so daß in jedem Querschnitt eines Wasserlaufes die Wasserteilchen einen Druck

auf die ihnen benachbarten Wasserteilchen ausüben, der wegen des geringeren Gegendruckes von der Seite des zunächst unterhalb gelegenen Querschnittes Bewegung in dieser Richtung veranlaßt.

Indem die Arbeit der Schwerkraft das Wasser in Bewegung versetzt, erlangt die Wassermasse ein bestimmtes Arbeitsvermögen, das ist die Fähigkeit, mechanische Arbeit zu verrichten. Würde das im Beharrungszustande fließende Wasser auf seinem Wege talwärts keinerlei Widerstände vorfinden, dann würde es in einem bestimmten Zeitpunkte ebensoviel Arbeit verrichten können, wie bis zu jenem Zeitpunkte für seine Bewegung aufgewendet worden ist. Sind aber unterwegs Widerstände zu überwinden, so wird ein der Größe dieser Widerstände entsprechender, diese Größe also auch messender Anteil des Arbeitsvermögens bis zu jenem Zeitpunkte verzehrt worden sein.

Indem die Schwerkraft unausgesetzt wirkt, so würde im ersteren Falle wegen der alsdann eintretenden Beschleunigung des freien Falles — da einer mit der Geschwindigkeit v fortschreitenden Masse m ein Arbeitsvermögen von der Größe $\frac{m v^2}{2}$ innewohnt — das Arbeitsvermögen talwärts fortwährend zunehmen gemäß der nach der Beziehung

$$v = \sqrt{2 g h}$$

erfolgenden Zunahme der Geschwindigkeit v mit zunehmendem Höhenabstande h vom Ausgangspunkte der Bewegung.

Im zweiten Falle wird längs einer gewissen Strecke ein gewisser Anteil dieser Beschleunigung zur Ausbildung des Arbeitsvermögens verbraucht, das für die Überwindung der auf dieser Strecke auftretenden Widerstände erforderlich ist.

Dieser zweite Fall entspricht der Wirklichkeit.

Zunächst ist das Wasser keine ideale, reibungslose Flüssigkeit, sondern zähflüssig. Die sich berührenden Wasserteilchen sind nicht unabhängig voneinander. Im fließenden Wasser treten daher wegen der inneren Reibung innere Bewegungen auf, durch die in erster Linie die Beschleunigung des frei fließenden Wassers vernichtet wird. Würde ein absolut glattes Gerinne mit gleichbleibendem Querschnitte durchflossen werden, dann würde in ihm lediglich unter der Einwirkung der inneren Widerstände Beharrung des Fließens herrschen. In der Wirklichkeit gibt es freilich keine vollkommen glatte Wandungen, aber die Rauhigkeit der letzteren vernichtet keine Beschleunigung, sondern vermehrt die Bewegungswiderstände, zu deren Überwindung eine erneute Beschleunigung erforderlich ist, die das fließende Wasser durch Vergrößerung seines Spiegelgefälles selbsttätig herbeiführt.

Wird nun die Beschleunigung längs einer gewissen Strecke gerade verzehrt, so fließt auf dieser Strecke das Wasser mit gleichförmiger Geschwindigkeit, wird sie nur teilweise verzehrt, dann hat das Wasser am Ende dieser Strecke eine größere Geschwindigkeit erlangt; genügt die Beschleunigung nicht zur Überwindung der Bewegungswiderstände, dann ist die Geschwindigkeit am Ende dieser Strecke eine kleinere geworden: das Wasser hat in den beiden letzten Fällen eine ungleichförmige Geschwindigkeit. Im ersteren Falle ist das Arbeitsvermögen unverändert geblieben, im zweiten Falle ein größeres, im letzten ein kleineres geworden. Man kann auch sagen, daß im ersten Falle die Summe der Arbeiten aller Kräfte während der Zeiteinheit gleich Null ist: während die negative Arbeit zur Überwindung der Bewegungswiderstände verbraucht wird, ist die positive Arbeit gleich dem Produkte aus dem abfließenden Wassergewichte in das absolute Gefälle der betreffenden Strecke.

In den theoretischen Betrachtungen der praktischen Hydraulik geht man also durchaus willkürlich und ohne jede Begründung davon aus, daß an allen Stellen eines Querschnittes die gleiche Geschwindigkeit v herrsche, daß man es mit anderen Worten mit einem starren Wasserkörper zu tun habe, der auf einer geneigten Ebene abwärts gleite und dessen Beschleunigung durch die Bewegungswiderstände mehr oder minder aufgezehrt werde. Die mittlere Geschwindigkeit v ist aber nichts anderes als ein rechnerischer Begriff, sie ist lediglich der Quotient aus sekundlicher Wassermenge und Querschnittsgröße, sie tritt in Wirklichkeit nur an gewissen, aber fortwährend sich ändernden Stellen eines Querschnittes vorübergehend auf: im nächsten Zeitpunkte herrscht an den gleichen Querschnittstellen eine andere örtliche Geschwindigkeit. Tatsächlich werden die verschiedenen Punkte eines Querschnittes mit verschiedenen und auch im Beharrungszustande fortwährend sich ändernden Geschwindigkeiten durchströmt. Das gilt auch für die sogenannte gleichförmige Bewegung.

Unsere Kenntnisse von diesen Geschwindigkeitsverteilungen stützen sich nur auf Beobachtungen, auf Messungsergebnisse. Im allgemeinen nimmt die Geschwindigkeit zu auf dem Wege von der Bettsohle nach dem Wasserspiegel und von den Ufern nach der Mitte des Wasserlaufes, so daß bei regelmäßig ausgebildeten und geraden Flußstrecken und Ablaufgerinnen die größte Geschwindigkeit etwa in der Mitte und im Wasserspiegel liegt.

Das Gesetz, nach dem sich die Geschwindigkeiten über einen Abflußquerschnitt verteilen, entzieht sich unserer Kenntnis. Wir sind daher darauf angewiesen, diese Verteilung in jedem einzelnen Falle durch Messung zu bestimmen und können nur aus solchen Messungsergebnissen Erfahrungswerte ableiten.

Verteilung der Geschwindigkeit in einer Lotrechten des Querschnittes.

Trägt man, Fig. 55, die in verschiedenen Wassertiefen t_1, t_2, t_3 ... einer Lotrechten gemessenen Geschwindigkeiten v_1, v_2, v_3 ... auf und verbindet deren Endpunkte durch eine Kurve, dann erhält man die sogenannte **Vertikalgeschwindigkeitskurve**, die in den meisten Fällen die ungefähre Gestalt der Fig. 55 aufweist.

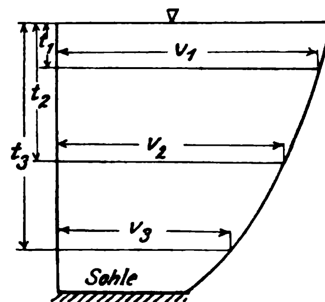


Fig. 55.

Um die Form dieser Kurven haben sich von jeher die Forscher bemüht. G. Traub gibt in der Zeitschrift für Gewässerkunde, XII. Band, 1. und 2. Heft, eine gute Übersicht über diese Bemühungen, von denen die des Ingenieurs Lippke im X. Bande dieser Zeitschrift besonders beachtenswert sind. Lippke geht bei seinen Untersuchungen von der Betrachtung der Wasserbewegung und der widerstehenden Kräfte aus und zeigt, daß die aus seinen analytischen Untersuchungen gewonnenen Ergebnisse mit den Ergebnissen der vorliegenden Messungen in befriedigender Weise übereinstimmen. Er findet, daß die Geschwindigkeitskurve nicht stetig gekrümmt sein kann, vielmehr bei größeren Wassertiefen aus einer unteren wagerechten Geraden, einem sich anschließenden Ellipsenbogen und einer an diesen sich anschließenden bis zum Wasserspiegel reichenden und gegen die Lotrechte geneigten Geraden, bei kleineren Wassertiefen aber lediglich aus einem Ellipsenbogen besteht. Die größte Geschwindigkeit liegt im Wasserspiegel, die Sohlengeschwindigkeit sei in natürlichen Wasserläufen gewöhnlich eine endliche Größe, könne aber unter Umständen auch gleich Null werden. Das eingehende Studium der Lippkeschen Abhandlung kann nur empfohlen werden.

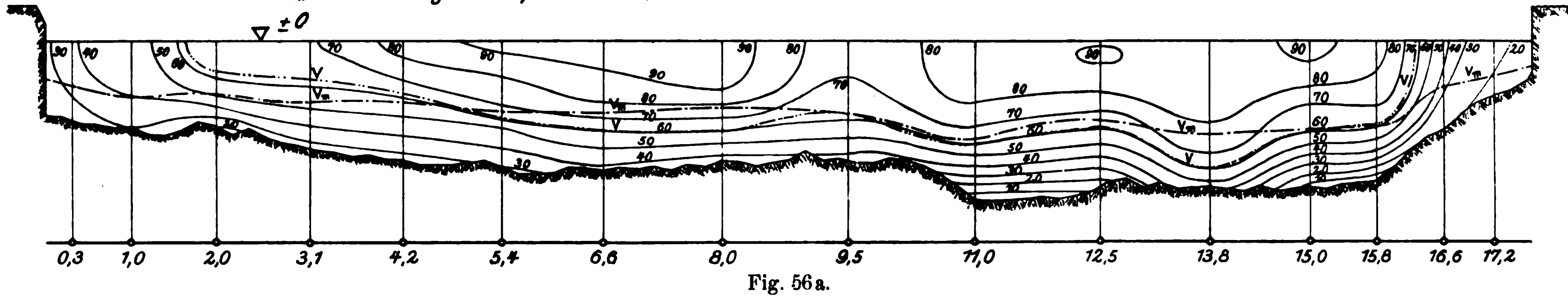


Fig. 56a.

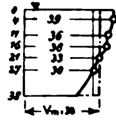


Fig. 56b.

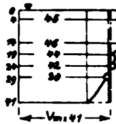


Fig. 56c.

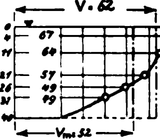


Fig. 56d.

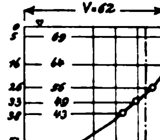


Fig. 56e.

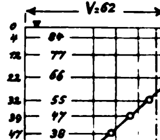


Fig. 56f.

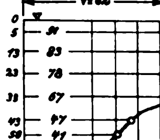


Fig. 56g.

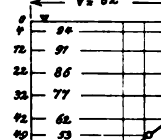


Fig. 56h.

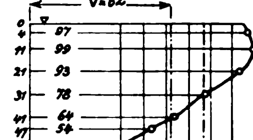


Fig. 56i.

Höhen 1:20 Geschwindigkeiten 1:20.

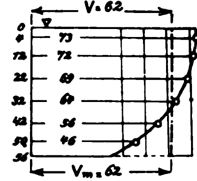


Fig. 56k.

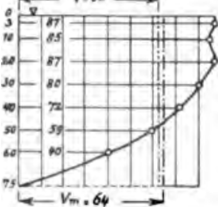


Fig. 56l.

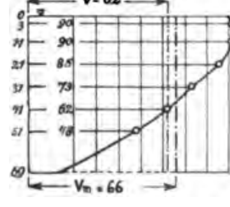


Fig. 56m.

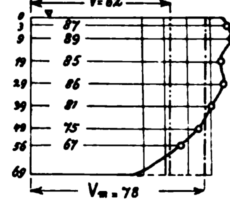


Fig. 56n.

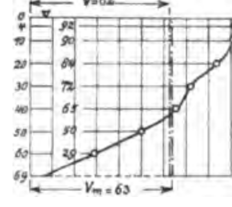


Fig. 56o.

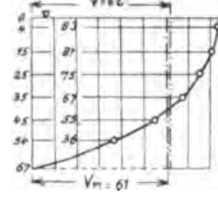


Fig. 56p.

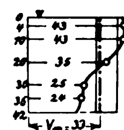


Fig. 56q.

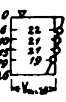


Fig. 56r.

Fig. 56a—56r. Wassermengen der Simme bei Wimmis.

Welche mannigfaltige Formen die durch Messungen erhaltenen Vertikalgeschwindigkeitskurven annehmen können, zeigen Fig. 56, b bis r.

Für die Zwecke der Praxis bedarf man — wie später dargelegt werden wird — dieser Kurven bei der Ermittlung der Wassermenge. In solchen Fällen bedeutet aber die Ermittlung von Ausgleichungskurven nur einen unnötigen Umweg, da für die Bestimmung der Wassermenge mit Hilfe von Vertikalgeschwindigkeitskurven nur die Flächengröße $ABCD$, Fig. 57, in Frage kommt.

Die mittlere Geschwindigkeit v_m in einer Lotrechten, Fig. 58, ist bestimmt durch die Gleichung

$$v_m = \frac{f}{t}.$$

Um sie zu erhalten, hat man daher die Größe der Fläche $ABCD$, am besten mit dem Planimeter, zu bestimmen, vgl. auch Fig. 57.

Die sehr zahlreichen Bemühungen, das für den Verlauf der sehr wichtigen Vertikalgeschwindigkeitskurven maßgebende Gesetz aufzufinden, haben noch zu keinem

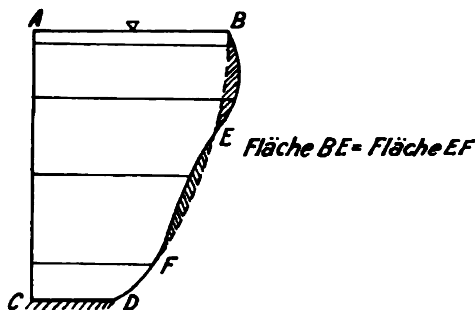


Fig. 57.

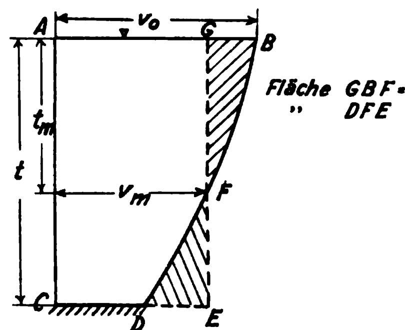


Fig. 58.

befriedigenden Ergebnisse führen können, weil sie immer noch von Voraussetzungen ausgehen müssen, die in der Wirklichkeit nicht erfüllt werden. So wird auch von Lippke unter Vernachlässigung der durch die inneren Wasserbewegungen bedingten Wirbelerscheinungen und unter Voraussetzung einer unendlich großen Strombreite willkürlich angenommen, daß es sich um eine fortschreitende Bewegung von Stromfäden handle, die einander parallel und schichtenweise fließen. Überlegung und Erfahrung lassen aber folgendes als gewiß erscheinen:

1. Die größte Geschwindigkeit einer Lotrechten liegt, Windstille vorausgesetzt, im Wasserspiegel. Die vielen Messungsergebnisse, nach denen diese größte Geschwindigkeit etwas unter dem Wasserspiegel liegt, sind offenbar auf störende Einflüsse der Messungsvorrichtungen, insbesonders auf den Stau der Schiffe, von denen aus die Messungen vorgenommen worden sind, zurückzuführen. Nur in künstlichen Gerinnen mit beschränkten Querschnittabmessungen liegt, wie nachher dargelegt werden wird, die größte Geschwindigkeit etwas unter dem Wasserspiegel.

2. In ein und derselben Lotrechten nimmt die Geschwindigkeit von oben nach unten ab, und zwar um so stärker, je größer das Spiegelgefälle und je kleiner die Wassertiefe ist.

3. Die Geschwindigkeit an der Sohle ist in der Regel größer als Null.

4. Die mittlere Lotrechtengeschwindigkeit v_m, vgl. Fig. 58, steht weder in einem unveränderlichen Verhältnisse zur Oberflächengeschwindigkeit v_0, noch ist das Verhältnis $t_m : t$ unveränderlich.

Immerhin kann von den einfachen Erfahrungsverhältnissen

$$v_m = \tfrac{6}{7} v_0 \quad \text{und} \quad t_m = \tfrac{6}{10} t$$

ein nützlicher Gebrauch gemacht werden, wenn es sich um allgemeine und schnell zu erledigende Vorerhebungen bei der Bestimmung von Abflußmengen handelt. Man kann dabei aber Fehler bis zu 10 v. H. erhalten.

Linien gleicher Geschwindigkeit in einem Querschnitt.

In die Figuren 56, b bis r, sind die Lotrechten eingetragen, die gleichen Geschwindigkeitsunterschieden von 10 cm entsprechen. Die Schnittpunkte dieser Lotrechten mit den Vertikalgeschwindigkeitskurven ergeben die Wassertiefen, in denen die betreffenden Geschwindigkeiten auftreten. Indem man die ermittelten Punkte gleicher Wassergeschwindigkeit in den Querschnitt, Fig. 56a, überträgt und sie durch stetige Kurven miteinander verbindet, erhält man Linien gleicher Geschwindigkeit.

Da die Ausführung der Geschwindigkeitsmessungen an so vielen Punkten eines Querschnittes viele Stunden, ja sogar Tage, wie bei größeren Stromquerschnitten, erfordert, so ist es nicht möglich, ein wirklich zutreffendes Bild von der wirklichen Verteilung der Geschwindigkeiten in einem Querschnitt zu erhalten, da offenbar ein solches Bild ein Augenblicksbild sein müßte. Andererseits hat aber die Erfahrung ergeben, daß während des Beharrungszustandes und bei unverändertem Flußbett die Eigentümlichkeiten der Geschwindigkeitsverteilung bei wiederholten Messungen sich nahezu wieder ergeben.

Die einzelnen v_m-Punkte sind in den Querschnitt der Fig. 56a eingetragen und durch eine stetige Kurve miteinander verbunden, die aber keine Kurve gleicher Geschwindigkeit ist.

Erst nachdem die sekundliche Wassermenge Q bestimmt worden ist, kann die mittlere Querschnittgeschwindigkeit $v = \frac{Q}{F}$ berechnet werden.

Die Schnittpunkte der v-Abszisse mit den Vertikalgeschwindigkeitskurven der Figuren 56, b bis r, ergeben in Fig. 56a die Ortskurve der mittleren Querschnittgeschwindigkeit. Für überschlägliche Rechnungen kann gesetzt werden:

$$v = \tfrac{3}{4} v_{0\,\max},$$

wo $v_{0\,\max}$ = größter Oberflächengeschwindigkeit ist.

Die Frage, ob bei Leitungen mit freiem Wasserspiegel der Luftwiderstand einen Einfluß auf die Wasserbewegung ausübt, haben Darcy und Bazin experimentell untersucht [17]. Wir entnehmen dieser Quelle S. 169/181 das folgende. In der Fig. 59, die den Querschnitt durch das rechteckige hölzerne Versuchsgerinne darstellt, ist neben jeden der 45 Punkte, an denen man die Geschwindigkeiten v_n gemessen hat, der mittlere Wert des Verhältnisses $\frac{v_n}{v}$ angeschrieben, wo $v = \frac{Q}{F}$ die mittlere Querschnittgeschwindigkeit bezeichnet. Die Kurven *aaa*, *bbb* usw. stellen die Verteilung der Verhältnisse $\frac{v_n}{v}$ längs der lotrechten und wagerechten Linien dar, auf denen die Meßpunkte liegen. Mit Hilfe dieser Kurven sind die Linien gleicher Geschwindigkeit für die Verhältnisse $\frac{v_n}{v} = 0{,}8$, $0{,}9$, $1{,}0$ und $1{,}1$ gezeichnet worden, so daß die Linie $\frac{v_n}{v} = 1{,}0$ zugleich die Ortskurve der mittleren Querschnittgeschwindigkeit darstellt. Wenn man den Kastenquerschnitt aus einer oberen und unteren Hälfte zusammengesetzt ansieht, dann

ist die Verteilung der Geschwindigkeiten im oberen Teile das Spiegelbild von der im unteren, und somit übt das Wasser in dem einen keine Einwirkung aus auf das in dem anderen. Durch plötzliche Wegnahme der oberen Hälfte würde man ein Gerinne mit freiem Wasserspiegel, dem Gefälle J und der Durchflußmenge $\frac{Q}{2}$ erhalten, wenn die Durchflußmenge des doppelten Querschnittes Q und sein Gefälle J betragen würde und wenn der Luftwiderstand ohne Einfluß wäre. Würde aber der Luftwiderstand verzögernd auf den Wasserabfluß einwirken, dann könnte das halbe Gerinne nicht die Wassermenge $\frac{Q}{2}$ abführen. Die Versuche hatten das folgende Ergebnis:

Voller Kasten.
(Fig. 59.)

1. Versuch.

Querschnitt	$= 0{,}5 \cdot 0{,}8$ qm
Gefälle	$= 0{,}00427$
Wassermenge	$= 0{,}618$ cbm

2. Versuch.

Querschnitt	$= 0{,}3 \cdot 0{,}48$ qm
Gefälle	$= 0{,}00627$
Wassermenge	$= 0{,}191$ cbm

Halber Kasten.
(Fig. 60.)

1. Versuch.

Querschnitt	$= 0{,}2458 \cdot 0{,}8$ qm
Gefälle	$= 0{,}00430$
Wassermenge	$= 0{,}307$ cbm

2. Versuch.

Querschnitt	$= 0{,}1513 \cdot 0{,}48$ qm
Gefälle	$= 0{,}00600$
Wassermenge	$= 0{,}093$ cbm.

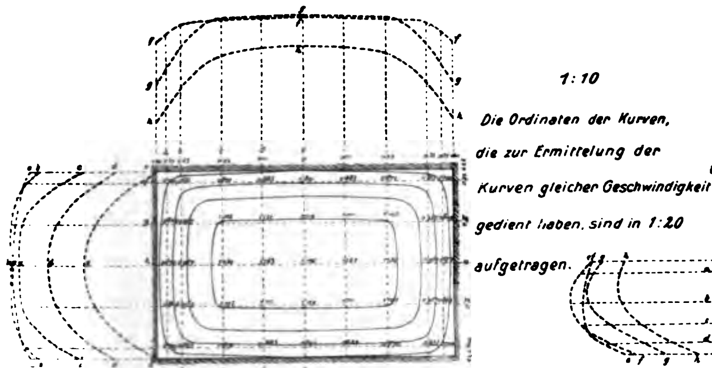


Fig. 59. Kurven gleicher Geschwindigkeit in einem geschlossenen rechteckigen Gerinne.

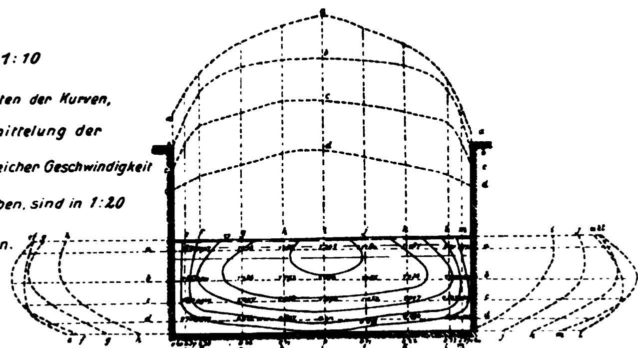


Fig. 60. Kurven gleicher Geschwindigkeit in einem rechteckigen Gerinne, dessen Querschnitt halb so groß ist wie der der Fig. 59.

Bei beiden Versuchen ist also die vom halben Kastengerinne gelieferte Wassermenge etwas kleiner als die halbe Wassermenge des geschlossenen Gerinnes. Andererseits sind sowohl die Gefälle- als auch die Wassertiefenmessungen nicht durchaus genau. Es läßt sich daher aus den Versuchen nur schließen, daß der verzögernde Einfluß des Luftwiderstandes bei Windstille auf die Bewegung des Wassers praktisch bedeutungslos ist.

Der Verlauf der Linien gleicher Geschwindigkeit in dem offenen Gerinne ist aber von dem im geschlossenen durchaus verschieden. Anstatt rechtwinkliger Umbiegungen zeigen sie elliptische Formen, die um so ausgesprochener hervortreten, je näher sie der Mittellinie des Gerinnes kommen. Anstatt den Wasserspiegel rechtwinklig

zu schneiden, treffen sie ihn vielmehr unter spitzem Winkel und zeigen das Bestreben, sich oben zusammenzuschließen. Das Gesetz der Geschwindigkeitsverteilung ist also gänzlich verändert. Die mittlere Geschwindigkeit liegt bei dem geschlossenen Gerinne in fast zwei Drittel, beim offenen aber in vier Fünftel der Tiefe. Die Umwendung der Kurven in der Nähe des Wasserspiegels zeigt an, daß die größte Geschwindigkeit unter diesem liegt.

Eine so beträchtliche Veränderung könne nach den genannten Forschern nicht nur dem Luftwiderstand zugeschrieben werden. Sie zeige vielmehr, daß es nicht erlaubt sei, das halbe Gerinne als den unteren Teil des geschlossenen vorauszusetzen.

In einem geschlossenen Gerinne führe die Unveränderlichkeit der Wandungen eine Art Gemeinsamkeit zwischen allen Wasserteilchen herbei und erschwere die Ausbildung unregelmäßiger Bewegungen. In einem Gerinne mit freiem Wasserspiegel begünstigten aber das Fehlen eines Widerstandes an der Oberfläche und das Fehlen der Symmetrie unregelmäßige Bewegungen, und darauf sei die Geschwindigkeitsverminderung in den obersten Wasserschichten zurückzuführen. Dieser Vorgang rühre aber nicht vom Einfluß der Luft her; selbst wenn ein Wind flußabwärts mit einer größeren Geschwindigkeit als der der Strömung wehe, finde sich noch häufig der Größtwert der Geschwindigkeit unterhalb der Oberfläche. Die Ursachen der in den oberen Schichten auftretenden Unregelmäßigkeiten habe man daher in der inneren Beschaffenheit des Wassers und in den inneren Bewegungen der Strömung zu erblicken.

§ 2. Gleichförmige Bewegung.

Eine Flußstrecke liege zwischen zwei Querschnitten F_0 und F_u, durch die mit den mittleren Geschwindigkeiten v_0 und v_u die sekundliche Wassermenge Q abfliesse. Dann ist

$$v_0 = \frac{Q}{F_0} \text{ und } v_u = \frac{Q}{F_u}.$$

Die diesen Geschwindigkeiten entsprechenden Geschwindigkeits- oder Druckhöhen seien k_0 und k_u, mithin

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} \text{ und } k_u = \frac{v_u^2}{2g}.$$

Es sei ferner

h der Höhenunterschied der Wasserspiegel in F_0 und F_u oder das »absolute« Spiegelgefälle der betrachteten Strecke, und w die auf der Strecke durch die Bewegungswiderstände verzehrte Gefällehöhe,

dann ist

$$w = k_0 + h - k_u.$$

Bei der gleichförmigen Bewegung muß h durch w gerade verzehrt werden, d. h. es muß sein

$$h = w.$$

Somit wird auch

$$k_0 = k_u \text{ und } v_0 = v_u.$$

Da ferner Beharrungszustand vorausgesetzt wird, so muß bei der gleichförmigen Bewegung auch sein

$$F_0 = F_u.$$

Bei der gleichförmigen Bewegung müssen die aufeinander folgenden Durchflußquerschnitte gleich groß sein.

Wir setzen endlich bei der Herleitung der Grundgleichung für die gleichförmige Bewegung voraus, daß innere Bewegungen nicht vorhanden sind, daß also sämtliche

Querschnitte überall mit der gleichen Geschwindigkeit durchströmt werden. Das bedingt, daß die Flußstrecke geradlinig sein muß und daß ihre Querschnitte auch einander kongruent sein müssen. Es müssen daher auch Sohlen- und Spiegelgefälle einander gleich sein.

Diese Voraussetzungen, die in ihrer Gesamtheit auch nicht bei künstlichen Gerinnen, geschweige denn bei natürlichen Wasserläufen erfüllt werden, führen zwangsweise dazu, den Bewegungswiderstand lediglich in der Reibung zwischen dem fließenden Wasser und der benetzten Bettwandung zu suchen. Da nun nach den gemachten Voraussetzungen auch an dem benetzten Umfange die Geschwindigkeit v herrscht, so entsteht daraus die weitere Folgerung, daß die Reibung sowohl der Geschwindigkeits- oder Druckhöhe $\frac{v^2}{2g}$ als auch der Flächengröße pl, vgl. Fig. 61a und b, direkt, der Querschnittgröße F aber umgekehrt proportional sei und im übrigen von dem Rauhigkeitsgrade der Bettwandung abhänge, der durch einen Erfahrungsbeiwert ζ zu berücksichtigen sei.

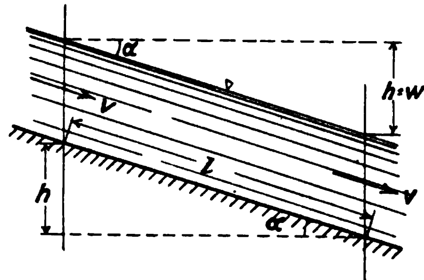


Fig. 61a.

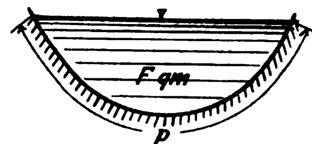


Fig. 61b.

Das führt, Fig. 61a und b, zu der Beziehung

$$h = w = \frac{v^2}{2g}\, pl \cdot \frac{1}{F}\, \zeta$$

woraus

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}}\,\sqrt{\frac{F}{p}\,\frac{h}{l}}\,.$$

Wegen der Kleinheit des Winkels α ist das relative Gefälle

$$\frac{h}{l} = \sin\alpha \cong \operatorname{tg}\alpha = J.$$

Setzen wir ferner den Profilradius $\frac{F}{p} = R$,

dann erhalten wir als Grundgleichung für die gleichförmige Bewegung des Wassers

$$v = \sqrt{\frac{2g}{\zeta}}\,\sqrt{RJ} = c\sqrt{RJ}. \tag{10}$$

Die offenbaren Mängel in den Voraussetzungen, die der Herleitung dieser Formel zugrunde gelegt sind, zeigen sich in der Notwendigkeit, die Formel durch entsprechende Auswertung des »Korrektionskoeffizienten« c, der nichts anderes ist als der Ausdruck unserer Ohnmacht in der Erkenntnis der die Bewegung des Wassers regierenden Gesetze, mit der Wirklichkeit in Übereinstimmung zu bringen.

Man behielt zunächst den Bau der Formel bei und bestimmte den Koeffizienten c — die Verdeutschung »Beiwert« läßt seine Bedeutung als sehr wesentlich mitwirkenden Faktor nicht erkennen — so, daß die aus den Messungsergebnissen abzuleitenden Einflüsse aller Eigenschaften des Wasserlaufes in ihn eingeführt werden.

Geschwindigkeitsformel von H. Bazin. Von den auf diese Weise entstandenen zahlreichen Geschwindigkeitsformeln eignet sich am besten für den praktischen Gebrauch die im Jahre 1897 von H. Bazin [18] aufgestellte. Wir beschränken uns daher darauf, auf sie näher einzugehen.

Nachdem der französische Ingenieur H. Darcy im Anfange der fünfziger Jahre des vorigen Jahrhunderts als Erster den experimentellen Nachweis geliefert hatte, daß, wenigstens bei Gerinnen mit beschränkten Querschnittabmessungen, die Rauhigkeit des benetzten Umfanges einen großen Einfluß auf die Bewegung des Wassers ausübt, unternahm er bald darauf im Verein mit H. Bazin ausgedehnte Versuche an künstlichen, bis zu 2 m breiten Gerinnen, denen verschiedene Gefälle, Querschnittgrößen und -formen sowie Wandungsrauhigkeiten gegeben wurden [17]. Die Versuche führten zu der Formel

$$v = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{R}}}\, \sqrt{RJ}$$

oder in Bazinscher Schreibweise

$$\frac{RJ}{v^2} = \alpha + \frac{\beta}{R},$$

worin α und β von der Rauhigkeit der Bettwandung abhängige Größen sind.

Diese Formel wurde wie folgt begründet.

Der Ausdruck $\frac{RJ}{v^2}\left(=\frac{1}{c^2}\right)$ nimmt ab mit der Zunahme des hydraulischen Radius R und der Geschwindigkeit v. Diese Änderung schien unter Annäherung an einen konstanten Grenzwert α stattzufinden nach dem Gesetze

$$\frac{RJ}{v^2} = \alpha + f\,(R, v).$$

Die einfachsten Formen der Funktion sind

$$f\,(R, v) = \frac{\beta}{R}$$

$$\text{und } f\,(R, v) = \frac{\beta^1}{v}.$$

Diese beiden Ausdrücke wurden so geprüft, daß für mehrere Versuchsreihen die $\frac{RJ}{v^2}$ als Ordinaten und einmal die $\frac{1}{R}$, dann aber die $\frac{1}{v}$ als Abszissen in einem rechtwinkligen Achsensystem aufgetragen wurden. Das erstere Verfahren führte zu dem besten und regelmäßigsten Ergebnis.

Für ein Gerinne mit gleichbleibendem Gefälle sind die beiden Ausdrücke einander gleichwertig. Für verschiedene Gefälle hat man aber im ersteren Falle nur kleine Abweichungen, während im zweiten Falle der Gefälleeinfluß ein ziemlich erheblicher ist. Wenn auch Bazin selbst einsah, daß keiner der beiden Ausdrücke die Bewegungserscheinungen in ihrer Allgemeinheit kennzeichnen kann, so entschloß er sich doch, da es sich ja um keine genaue mathematische Lösung, sondern nur um die Entscheidung darüber handelte, welcher der beiden Ausdrücke die beste Übereinstimmung mit den Messungsergebnissen lieferte, für die Formel

$$\frac{RJ}{v^2} = \alpha + \frac{\beta}{R}.$$

Mit Hilfe der gewonnenen Versuchszahlen wurden nunmehr die Werte von α und β für verschiedene Rauhigkeitsklassen des Gerinnes bestimmt.

Die Größen α und β nehmen mit abnehmender Rauhigkeit ab. Bei vollkommener Glätte der Gerinnewandungen wird somit, da

$$\lim_{\alpha=0,\,\beta=0} c = \frac{1}{0} = \infty \text{ ist,}$$

auch
$$\lim_{\alpha=0\,\beta=0} v = \infty.$$
Das ist ein unmögliches Ergebnis.

Der Grenzwert von c bei unendlichem großen R wird
$$\lim_{R=\infty} c = \sqrt{\frac{1}{\alpha}}.$$
Die Rauhigkeit würde also noch bei unendlich großem R einen Einfluß ausüben: auch das ist unmöglich.

Die der obigen Geschwindigkeitsformel anhaftenden Mängel wurden von Bazin im Jahre 1897 beseitigt. Er sagt a. a. O. darüber:

»Man kann sich nicht verhehlen, daß der Ausdruck
$$A = \frac{RJ}{v^2} = \alpha + \frac{\beta}{R}$$
zu einem doppelten Einwand Anlaß gibt. Er sieht keine Beziehung zwischen den Werten α und β vor, von denen β sehr schnell mit der Rauhigkeit der Wandungen wächst. Andererseits würde die Grenze, der sich A nähert, bei unendlichem Wachsen von R für jede Rauhigkeitsklasse eine verschiedene sein. Es könnte hingegen scheinen, daß, wenn man die Querschnittabmessungen eines Gerinnes von gleichbleibender Rauhigkeit seiner Wandungen vergrößert, der Einfluß der Unebenheiten seiner Wandungen mehr und mehr verschwinden müßte, und daß folglich die Werte A für alle Rauhigkeitsklassen sich einander mehr und mehr und einem gemeinsamen Grenzwerte nähern müßten.«

»Wenn man die Form der Gleichung beibehält, dann findet man keine einfache Beziehung zwischen α und β. Man gelangt leichter zu einer solchen, wenn man A und R durch ihre Quadratwurzeln ersetzt, die weniger schnell sich ändern und
$$\sqrt{A} = \alpha + \frac{\beta}{\sqrt{R}} \text{ setzt.}$$
Man kann dann eine genügende Annäherung erhalten, wenn man annimmt, daß α konstant bleibt, so daß sich alle Werte A für die verschiedenen Rauhigkeitsklassen der Wandung einer gemeinsamen Grenze α nähern. Nur der allein veränderlich bleibende Koeffizient β bringt alsdann den Rauhigkeitsgrad der Wandung zum Ausdruck.«

Die nach diesen Erwägungen von Bazin aufgestellte Formel lautet
$$v = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}. \tag{11}$$
Die Grenze, gegen welche v mit abnehmender Rauhigkeit wächst, ist daher
$$\lim_{\gamma=0} v = 87\sqrt{RJ}.$$
Auch ist für wachsendes R
$$\lim_{R=\infty} v = 87\sqrt{RJ}.$$
Für die Bestimmung der γ-Werte hat Bazin seine eigenen alten Messungen in künstlichen Gerinnen und die ihm bekannt gewordenen zahlreichen Messungen anderer in solchen und in natürlichen Wasserläufen jeder Art und Größe herangezogen.

Tafel der γ-Werte der Formel von Bazin.

Klasse Nr.	Beschaffenheit der Wandungen	γ
1	Sehr glatte Wände (Zement, gehobelte Bretter usw.)	0,06
2	Glatte Wände (Bretter, Ziegel, Quader usw.)	0,16
3	Wände in Bruchsteinmauerwerk	0,46
4	Wände gemischter Natur (sehr regelmäßige Querschnitte in Erde, Gräben mit gepflasterten Wandungen.)	0,85
5	Kanäle in Erde unter gewöhnlichen Bedingungen	1,30
6	Kanäle in Erde unter außergewöhnlichen Bedingungen (Geschiebe, verkrautete Betten usw.)	1,75

Die Bazinsche Auffassung über die verschiedenen Rauhigkeitsklassen, deren Kenntnis für die zutreffende Einschätzung der γ-Werte beim Gebrauch seiner Formel von großer Bedeutung ist, geht am besten aus nachstehender Zusammenstellung hervor, die erkennen läßt, wie er selbst die von ihm benutzten Messungen nach Klassen eingeordnet hat. (Vgl. auch Tabelle S. 69.)

Klasse 1. Aquadukte von Boston und Neapel. Kanalbrücke (Brücke, die einen Kanal trägt) von Cervo (Kanal Cavour). Zementrohr in Dijon.

Klasse 2. Aquadukte von New York (New Croton), Boston und Glasgow. Abwässerkanal von Boston.

Klasse 3. Industriekanal von Verona. Aquaduktsiphon Elvo (Kanal Cavour).

Klasse 4. Tunnel der Beacon Street (Aquadukt von Boston. Tunnel des Ableitungskanals Torlonia (Fuciner See). Hübengraben, Hockenbach (Rheinpfalz), Tauber. Kanalbrücke von Solani (Ganges-Kanal), Mühlengraben in Freiberg, Mühlgraben in Kagiswyl (Schweiz).

Klasse 5. Kanal des Jard, Haynefluß (Frankreich), Weser, Niederrhein, Seine, Saône, Oberrhein, Salzach, Lauter-Kanal bei Neuburg am Rhein, Saulach, Linth-Kanal, Kanal Cavour, Tiber in Rom, Po, Aa, Rhone (Porte de Scex), Tessin in Giubiasco, Rhein in der Nähe des Rheinfalls, Elbe in Tetschen, Ganges-Kanal, Missouri in St.-Charles, Mississippi und Irawadi.

Klasse 6. Rhein in Basel, Escher-Kanal, Simmen-Kanal, Sammelkanal des Fuciner Sees, Salzach von Bergheim bis Wildshut, Speisegraben des Chesapeake-Ohio-Kanals, Mühlengräben in Freiberg, Rhein (Domleschgertal und Rheinwald).

Geschwindigkeitsformel von C. Hessle.

Von den Ingenieuren, die unter Beibehaltung der Grundgleichung den Wert von c auf theoretischem Wege zu entwickeln versuchten, ist hier C. Hessle [19] zu nennen. Hessle geht davon aus, daß die mittlere Geschwindigkeit im innigsten Zusammenhange mit dem Gesetze stehen müsse, nach dem sich die Geschwindigkeit von der Sohle zur Oberfläche verändere, und daß daher eine Formel für die mittlere Geschwindigkeit ein Ausdruck für dieses Gesetz sein müsse. Er setzt nun voraus, daß ohne Einwirkung der Sohlenreibung die Geschwindigkeit in einer Lotrechten mit der Tiefe nach einer Parabel wachse, und daß der Einfluß der Sohle auch in einer Parabel zum Ausdruck komme. Durch Verbindung dieser beiden Parabeln erhält er dann durch Integrieren für den ganzen Querschnitt die Gleichung

$$v = k\,(1 + n\sqrt{R})\,\sqrt{RJ}\,.$$

Werte $c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$. (Nach Bazin.)

R	Klasse						R	Klasse					
m	1	2	3	4	5	6	m	1	2	3	4	5	6
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9	0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7	0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4	0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1	0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7	0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,3	0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9	1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4	1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9	1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3	1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8	1,40	82,8	76,3	62,6	50,6	41,4	35,1
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2	1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6	1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0	1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3	1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7
0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7	1,90	83,3	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1	2,00	83,4	78,1	65,6	54,3	45,3	38,9
0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4	2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7	2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0	2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3	2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6	3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9	3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2	3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5	3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7	3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
0,31	78,5	67,6	47,6	34,3	26,1	21,0	4,00	84,4	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2	4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5	5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7	5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0	6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2	6,50	85,0	81,8	73,7	65,2	57,6	51,6
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4	7,00	85,0	82,0	74,1	65,8	58,3	52,3
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7	7,50	85,1	82,2	74,5	66,4	58,9	53,0
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9	8,00	85,2	82,3	74,8	66,9	59,5	53,7
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1	8,50	85,2	82,4	75,1	67,4	60,1	54,3
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3	9,00	85,3	82,6	75,4	67,8	60,7	54,9
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5	9,50	85,3	82,7	75,7	68,2	61,2	55,6
0,43	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7	10,00	85,3	82,8	75,9	68,5	61,6	56,0
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9	11,00	85,4	83,0	76,4	69,2	62,5	57,0
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1	12,00	85,5	83,1	76,8	69,9	63,3	57,8
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3	13,00	85,5	83,3	77,1	70,4	63,9	58,6
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5	14,00	85,6	83,4	77,4	70,9	64,5	59,3
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7	15,00	85,6	83,5	77,7	71,3	65,1	59,9
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8	16,00	85,7	83,6	78,0	71,7	65,6	60,5
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0	17,00	85,7	83,7	78,3	72,1	66,1	61,1
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9	18,00	85,7	83,8	78,5	72,5	66,6	61,6
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7	19,00	85,8	83,9	78,7	72,8	67,0	62,1
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4	20,00	85,8	84,0	78,8	73,0	67,3	62,5

Durch Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate auf zahlreiche Messungsergebnisse fand er

$$n = \text{konst.} = 0{,}5\,,$$

wogegen k nach der Rauhigkeit der Bettwandung wechselt. Er gibt indessen für k nur den einzigen Wert

$$k = 25 \text{ für »natürliche Gewässer«}$$

an, so daß für diese seine Formel lautet

$$v = 25\,(1 + 0{,}5\,\sqrt{R})\,\sqrt{RJ}\,. \tag{12}$$

Die Anwendung dieser einfachen Formel empfiehlt sich für Überschlagsrechnungen bei natürlichen Gewässern, etwa der Bazinschen Klasse 5 entsprechend, mit Gefällen J unter 0,0005.

Für Gerinne mit städtischem Schmutzwasser setzt Hessle

$$k = 50\,.$$

Werte $c = 25\,(1 + \frac{1}{2}\,\sqrt{R})$.

R	c	R	c	R	c	R	c	R	c	R	c	R	c
0,05	28	0,35	32	0,8	36	1,4	40	2,0	43	3,5	48	6,5	57
0,10	29	0,40	33	0,9	37	1,5	40	2,2	44	4,0	50	7,0	58
0,15	30	0,45	33	1,0	38	1,6	41	2,4	44	4,5	52	7,5	59
0,20	31	0,50	34	1,1	38	1,7	41	2,6	45	5,0	53	8,0	60
0,25	31	0,60	35	1,2	39	1,8	42	2,8	46	5,5	54	9,0	63
0,30	32	0,70	36	1,3	39	1,9	42	3,0	47	6,0	56	10,0	65

Sowohl den Formeln von Bazin als auch den zahlreichen sonstigen Formeln der gleichen Grundform haften zwei wesentliche Mängel an: einmal ist der Koeffizient c von wählbaren Rauhigkeitsklassen abhängig, und zum anderen wird durch den Profilradius R der Querschnitt nicht genügend gekennzeichnet.

Es gebührt dem österreichischen Ingenieur R. Siedek [20] das Verdienst, auf diese Mängel mit Nachdruck hingewiesen und eine Formel aufgestellt zu haben, der er unter Einführung der Flußbreite und der mittleren Tiefe nur Koeffizienten gegeben hat, welche nicht gewählt werden, sondern durch die gegebenen Abmessungen bestimmbar sind. Wegen der Formel selbst und der ihre Anwendung erleichternden Zahlentafeln wird auf [20] verwiesen.

Siedek macht sich von einem wählbaren Rauhigkeitskoeffizienten mit folgender Begründung frei:

»Nimmt man ein Gerinne von rechteckigem Querschnitte, konstanter Wassermenge und bestimmtem Gefälle an und vermindert die Rauhigkeit, so nimmt die Geschwindigkeit zu, und da die Wassermenge konstant bleibt, muß sich naturgemäß der nasse Querschnitt vermindern, somit im rechteckigen Querschnitt die Tiefe abnehmen.« Vgl. Fig. 62.

»Ebenso muß, sobald die Bedingung gestellt wird, daß die Wassermenge und Tiefe gleichbleibe, bei Verminderung der Rauhigkeit die Geschwindigkeit, bzw. das Gefälle abnehmen.« Vgl. Fig. 63.

»Wir entnehmen aus dieser Darlegung den Einfluß der Rauhigkeit auf mittlere Tiefe und Gefälle und kommen zu dem Schlusse, daß, sobald die Elemente: Gefälle und mittlere Tiefe in einer Geschwindigkeitsformel aufgenommen sind, die Rauhigkeit

in gewisser Beziehung auch berücksichtigt erscheint. Man kann daher von einer Formel, in welcher kein besonderer Koeffizient für die Rauhigkeit eingeführt ist, in der aber die mittlere Tiefe und das Gefälle vorkommt, nicht behaupten, daß diese Formel die Rauhigkeit des Querprofils nicht berücksichtige, sondern muß gestehen, daß eine derartige Formel auch geeignet sein kann, die Rauhigkeit zum Ausdruck zu bringen, falls die genannten Elemente in entsprechender Form eingeführt sind.«

Über den Profilradius äußert er sich wie folgt:

»Er läßt mehr als eine bestimmte Form für das Querprofil zu, und zwar Formen, die bei gleichem Gefälle ihrer Konsumtionsfähigkeit nach wesentlich verschieden sind. Nimmt man z. B. für ein Gewässer ein rechtwinkliges Querprofil von 3 m Tiefe und 4 m Breite und ein solches von 2 m Tiefe und 6 m Breite an, setzt in beiden Fällen

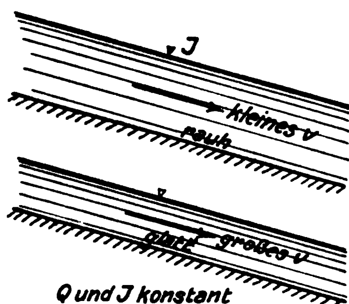


Fig. 62.

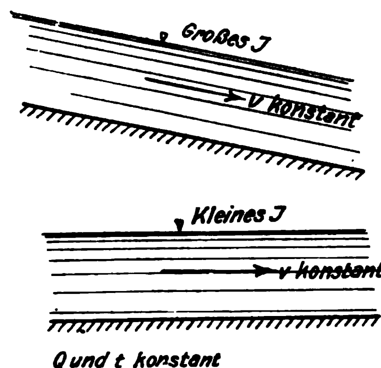


Fig. 63.

eine gleiche Rauhigkeit der Seitenwände und ein gleiches Gefälle voraus, so müßte sich, da der Profilradius in beiden Fällen gleich ist, nach dem Wesen der allgemeinen Geschwindigkeitsformel eine gleiche Geschwindigkeit herausstellen.«

Übrigens hat schon G. Hagen darauf aufmerksam gemacht, daß man bei größeren Breiten b statt des Profilradius die mittlere Tiefe

$$t = \frac{F}{b}$$

einführen darf.

Geschwindigkeitsformeln von J. Hermanek.

Im Gegensatze zu Hessle hat J. Hermanek [21] bei der Aufstellung seiner Formeln auf rein theoretische Entwicklungen verzichtet. Er hebt mit Recht hervor, daß die vielfachen Einflüsse, die bei der Bewegung des Wassers auftreten, unmöglich in einer rein theoretischen Form festzustellen seien, schon weil der genaue mathematische Ausdruck für die Art fehle, in der sich die innere und äußere Reibung geltend machten.

Er geht deshalb aus von der einfachen Form

$$v = c\sqrt{tJ}$$

unter Einführung der mittleren Tiefe an Stelle des Profilradius und erhält für den veränderlichen, theoretisch nicht festzustellenden Koeffizienten c einen einfachen, unmittelbar auf der Erfahrung begründeten Ausdruck, indem er untersucht, ob und wie der Koeffizient c abhängig ist von der mittleren Tiefe, der Flußbreite und dem Gefälle.

Um den Einfluß des Gefälles und der Flußbreite festzustellen, wurden Messungen an Gerinnen möglichst gleicher mittlerer Tiefe ausgewählt und sowohl zu den Gefällen

J als auch zu den Spiegelbreiten b als Abszissen die zugehörigen Koeffizienten c als Ordinaten aufgetragen. Dabei wurde eine gesetzmäßige Abhängigkeit des Wertes c von J weder bei den künstlichen noch bei den natürlichen Gerinnen gefunden, so daß, besonders bei den natürlichen Gerinnen, c als von J unabhängig betrachtet werden konnte.

Ebenso zeigte sich keine gesetzmäßige Abhängigkeit des c-Wertes von der Flußbreite b bei den untersuchten natürlichen Gerinnen, bei denen das Verhältnis der Flußbreite zur natürlichen Tiefe nirgends kleiner war als 10.

Bei geringeren Breiten und gleichbleibender Wassertiefe müßte aber ein Einfluß in dem Sinne einer Verkleinerung von c auftreten, eine Erscheinung, die bei künstlichen Gerinnen sehr deutlich und gesetzmäßig zum Ausdruck kam.

Die Form, in der die Flußbreite b den Wert c beeinflußt, läßt sich wie folgt feststellen. Denkt man sich ein Gerinne von durchweg gleicher Tiefe und unendlich großer Breite, dann müßte in jeder Querschnittlotrechten die mittlere Geschwindigkeit die gleiche sein, und die auf einer Breite b sekundlich abfließende Wassermenge Q wäre gegeben durch den Inhalt eines Prismas von der Höhe t, der mittleren Dicke v und der Länge b, also

$$Q = b\,t\,v.$$

Wenn aber in der endlichen Entfernung b Uferwände vorhanden sind, dann wird die sekundlich abfließende Wassermenge durch den Einfluß der Ufer um einen sekundlichen Wasserkörper von der Tiefe t vermindert, dessen in der Flußrichtung genommene Abmessungen an den Ufern am größten und in einer bestimmten Entfernung von diesen verschwindend klein sind. Dieser Wasserkörper kann als Inhalt eines Prismas ausgedrückt werden in der Form

$$Q_2 = t\,b_1\,v,$$

wenn unter b_1 die auf die Geschwindigkeit v zurückgeführte Breite desselben verstanden wird. Der Wert b_1 wird um so größer, je größer die Wassertiefe ist und kann empirisch geschrieben werden

$$b_1 = \alpha\,t,$$

wo α ein von den Gerinneverhältnissen abhängiger Koeffizient ist, der durch den Versuch ermittelt werden muß. Es ist somit

$$Q_2 = \alpha\,t\,t\,v$$

und die nunmehr abfließende Wassermenge

$$Q_1 = b\,t\,v - \alpha\,t^2 v = b\,t\,v\left(1 - \alpha\,\frac{t}{b}\right) = b\,t\,v_1,$$

wo v_1 die nunmehrige mittlere Querschnittgeschwindigkeit von dem Betrage

$$v_1 = v\left(1 - \alpha\,\frac{t}{b}\right)$$

bedeutet. v_1 erscheint jetzt als Abhängige von dem Verhältnis der mittleren Tiefe zur Breite und geht in die Geschwindigkeit v über, wenn $\frac{t}{b}$ verschwindet.

Der der Geschwindigkeit v_1 entsprechende Koeffizient c_1 hat nunmehr die Form

$$c_1 = c\left(1 - \alpha\,\frac{t}{b}\right) = c(1 - \alpha\,n).$$

Aus verschiedenen Messungen an künstlichen Gerinnen hat Hermanek für α den Wert 0,25 gefunden. Mit diesem Wert wird der Koeffizient c_1 nach vorstehender Formel gleich Null

$$\text{für } n = \frac{1}{\alpha}, \quad \text{d. h. für } b = \alpha\,t = \frac{t}{4}.$$

Streng genommen sollte $c_1 = 0$ erst für $b = 0$ werden; die obige Beziehung versagt also für Gerinne, bei denen die mittlere Tiefe größer ist als die Breite. Solche Gerinne sind aber für die Anwendung ohne Belang.

Man kann somit bei natürlichen Gerinnen von der Berücksichtigung der Flußbreite in der Regel ganz absehen; ihr Einfluß kann, wenn erforderlich, bei verhältnismäßig tiefen Querschnitten durch die Formel

$$c_1 = c\left(1 - \alpha\frac{t}{b}\right) = c\,(1 - \alpha n)$$

berücksichtigt werden.

In dieser Formel stellt dann aber c den für ein verschwindend kleines Verhältnis n gültigen Koeffizienten dar, der nur von der Tiefe t abhängig ist.

Diese Abhängigkeit hat nun Hermanek so dargestellt, daß er für alle von ihm untersuchten Messungen die mittleren Wassertiefen t als Abszissen und die zugehörigen Koeffizienten c als Ordinaten aufgetragen hat. Dadurch erhielt er eine große Zahl von mehr oder minder zerstreuten Punkten, die in deutlich erkennbarer Weise sich an eine vom Ursprunge ausgehende Kurve anordnen.

Auf diese Weise ergab sich

für	$t =$ 0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	4,00	5,00	6,00	m
	$c =$ 22,6	31,7	36,0	39,3	43,9	44,1	46,2	51,5	54,2	»

Der den mittleren c-Werten entsprechenden Kurve gibt Hermanek die Form

$$c = a\sqrt[m]{t}$$

oder, wenn die Flußbreite zu berücksichtigen wäre,

$$c_1 = a\sqrt[m]{t}\,(1 - \alpha_n).$$

Auf Grund der vorstehenden an der Hand von über 800 Messungen angestellten Erwägungen schlägt Hermanek folgende Geschwindigkeitsformeln vor:

Natürliche Wasserläufe.

1) $t \leqq 1,5$ m $\qquad v = 30,7\sqrt{t}\sqrt{tJ}$ (13a)

2) $1,5 < t \leqq 6$ m $\qquad v = 34\sqrt[4]{t}\sqrt{tJ}$ (13b)

3) $t > 6$ m $\qquad v = (50,2 + 0,5\,t)\sqrt{tJ}$ (13c)

Wenn auch die zeichnerischen Darstellungen Hermaneks zeigen, daß, streng genommen, der Koeffizient c nicht unabhängig vom Gefälle ist, da die Ausgleichungslinien für die kleineren Gefälle keine Wagerechten, sondern ziemlich stark geneigt sind, so können doch seine Formeln für die Anwendung, die durch die folgende Tafel (S. 74) erleichtert wird, nur empfohlen werden.

Für künstliche Gerinne behält Hermanek ebenfalls die Formel

$$v = c\sqrt{tJ}$$

bei und bestimmt c unter Benutzung der Versuchsergebnisse Bazins in dessen Versuchsgerinne, wobei er zu der Formel gelangt

$$c = c_0 + \frac{m}{6}(70 - c_0) \quad \text{oder} \quad v = \left[c_0 + \frac{m}{6}(70 - c_0)\right]\sqrt{tJ} \qquad (13\text{d})$$

Werte c nach Hermanek für natürliche Wasserläufe.

$t_{(m)}$	$c = 30,7 \sqrt{t}$	$c = 34 \sqrt[4]{t}$	$c = (50,2 + 0,5\,t)$	$t_{(m)}$	$c = 30,7 \sqrt{t}$	$c = 34 \sqrt[4]{t}$	$c = (50,2 + 0,5\,t)$
0,10	9,7	—	—	0,95	29,9	—	—
0,11	10,2	—	—	1,00	30,7	—	—
0,12	10,6	—	—	1,10	32,2	—	—
0,13	11,1	—	—	1,20	33,6	—	—
0,14	11,5	—	—	1,30	35,0	—	—
0,15	11,9	—	—	1,40	36,3	—	—
0,16	12,3	—	—	1,50	37,6	—	—
0,17	12,7	—	—				
0,18	13,0	—	—	1,50	—	37,6	—
0,19	13,4	—	—	1,60	—	38,2	—
0,20	13,7	—	—	1,70	—	38,8	—
0,21	14,1	—	—	1,80	—	39,4	—
0,22	14,4	—	—	1,90	—	39,9	—
0,23	14,7	—	—	2,00	—	40,4	—
0,24	15,0	—	—	2,20	—	41,4	—
0,25	15.4	—	—	2,40	—	42,3	—
0,26	15,7	—	—	2,60	—	43,2	—
0,27	16,0	—	—	2,80	—	44,0	—
0,28	16,3	—	—	3,00	—	44,8	—
0,29	16,5	—	—	3,20	—	45,5	—
0,30	16,8	—	—	3,40	—	46,2	—
0,31	17,1	—	—	3,60	—	46,8	—
0,32	17,4	—	—	3,80	—	47,5	—
0,33	17,6	—	—	4,00	—	48,1	—
0,34	17,9	—	—	4,50	—	49,5	—
0,35	18,2	—	—	5,00	—	50,8	—
0,36	18,4	—	—	5,50	—	52,1	—
0,37	18,7	—	—	6,00	—	53,2	—
0,38	18,9	—	—				
0,39	19,2	—	—	6,00	—	—	53,2
0,40	19,4	—	—	6,50	—	—	53,5
0,41	19,7	—	—	7,00	—	—	53,7
0,42	19,9	—	—	7,50	—	—	54,0
0,43	20,1	—	—	8,00	—	—	54,2
0,44	20,4	—	—	8,50	—	—	54,5
0,45	20,6	—	—	9,00	—	—	54,7
0,46	20,8	—	—	9,50	—	—	55,0
0,47	21,1	—	—	10,00	—	—	55,2
0,48	21,3	—	—	11,00	—	—	55,7
0,49	21,5	—	—	12,00	—	—	56,2
0,50	21,7	—	—	13,00	—	—	56,7
0,55	22,8	—	—	14,00	—	—	57,2
0,60	23,8	—	—	15,00	—	—	57,7
0,65	24,8	—	—	16,00	—	—	58,2
0,70	25,7	—	—	17,00	—	—	58,7
0,75	26,6	—	—	18,00	—	—	59,2
0,80	27,5	—	—	19,00	—	—	59,7
0,85	28,3	—	—	20,00	—	—	60,2
0,90	29,1	—	—				

Hierin bedeuten $c_0 = 34\sqrt[4]{t}$ den Koeffizienten für die natürlichen Gerinne und m die Ordnungsziffer der Rauhigkeitsklasse.

Klasse	Beschaffenheit der Wandungen	m
1	Geschliffener Zementputz	6
2	Zementputz und sehr glattes Quadermauerwerk .	5
3	Gehobelte Bretter und Quadermauerwerk . . .	4
4	Verfugtes Ziegelmauerwerk	3
5	Bestocktes Bruchsteinmauerwerk, rauhe Bretter .	2
6	Gewöhnliches Bruchsteinmauerwerk	1
7	Wände in Erde	0

Ist das Gerinne gegenüber der Wassertiefe schmal, so vermindert sich c noch in dem Verhältnisse

$$c_1 = c\,(1 - \alpha n)$$

wobei $\alpha = \frac{1}{4}$ und $n = \frac{t}{b}$.

Klasse 5 und 6 gelten auch für Gerinne mit künstlichen, gemauerten oder verschalten Uferwandungen und mit natürlicher Sohle.

Bei gröberem Kies in der Sohle oder bei Unregelmäßigkeiten sind die mit gemauerten Wänden versehenen Gerinne der Klasse 7 zuzuteilen.

Die c-Werte nehmen mit der Wassertiefe um so langsamer zu, je glatter die Wandungen sind. Nach den Untersuchungen Hermaneks darf der für Klasse 1 sich ergebende unveränderliche Wert $c = 70$ bis zu einer Wassertiefe von etwa 0,30 m angenommen werden. Für kleinere Wassertiefen hat der Verfasser aus den Hermanekschen Unterlagen die in der nachfolgenden Zusammenstellung angegebenen c-Werte für die Klasse 1 ermittelt.

Werte c nach Hermanek für künstliche Gerinne.

$t_{(m)}$	Klasse						
	1	2	3	4	5	6	7
0,05	64,1	61,0	52,0	43,0	34,1	25,1	16,1
0,06	64,7	61,1	52,3	43,4	34,6	25,7	16,8
0,07	65,3	61,2	52,5	43,7	35,0	26,2	17,5
0,08	65,8	61,3	52,7	44,0	35,4	26,7	18,1
0,09	66,3	61,4	52,9	44,3	35,7	27,2	18,6
0,10	66,7	61,5	53,0	44,6	36,1	27,6	19,1
0,11	67,1	61,6	53,2	44,8	36,4	28,0	19,6
0,12	67,5	61,7	53,3	45,0	36,7	28,3	20,0
0,13	67,8	61,7	53,5	45,2	36,9	28,7	20,4
0,14	68,1	61,8	53,6	45,4	37,2	29,0	20,8
0,15	68,4	61,9	53,7	45,6	37,4	29,3	21,2
0,16	68,7	61,9	53,8	45,7	37,6	29,5	21,5
0,17	68,9	62,0	54,0	45,9	37,9	29,9	21,8
0,18	69,1	62,1	54,1	46,1	38,1	30,1	22,2
0,19	69,2	62,1	54,2	46,2	38,3	30,4	22,5

$t_{(m)}$	Klasse						
	1	2	3	4	5	6	7
0,20	69,3	62,1	54,3	46,4	38,5	30,6	22,7
0,21	69,4	62,2	54,3	46,5	38,7	30,9	23,0
0,22	69,5	62,2	54,5	46,7	38,9	31,1	23,3
0,23	69,7	62,3	54,5	46,8	39,0	31,3	23,6
0,24	69,8	62,3	54,6	46,9	39,2	31,5	23,8
0,25	69,8	62,3	54,7	47,0	39,4	31,7	24,0
0,26	69,9	62,4	54,8	47,1	39,5	31,9	24,3
0,27	69,9	62,4	54,8	47,3	39,7	32,1	24,5
0,28	69,9	62,5	54,9	47,4	39,8	32,3	24,7
0,29	69,9	62,5	55,0	47,5	39,9	32,4	24,9
0,30	70,0	62,5	55,0	47,6	40,1	32,6	25,2
0,31	70,0	62,6	55,1	47,7	40,3	32,8	25,4
0,32	70,0	62,6	55,2	47,8	40,4	33,0	25,6
0,33	70,0	62,6	55,3	47,9	40,5	33,1	25,8
0,34	70,0	62,7	55,3	48,0	40,6	33,3	26,0
0,35	70,0	62,7	55,4	48,1	40,8	33,5	26,2
0,36	70,0	62,7	55,5	48,2	40,9	33,6	26,3
0,37	70,0	62,8	55,5	48,3	41,0	33,8	26,5
0,38	70,0	62,8	55,6	48,4	41,1	33,9	26,7
0,39	70,0	62,8	55,6	48,4	41,3	34,1	26,9
0,40	70,0	62,8	55,7	48,5	41,4	34,2	27,0
0,41	70,0	62,9	55,7	48,6	41,5	34,3	27,2
0,42	70,0	62,9	55,8	48,7	41,6	34,5	27,4
0,43	70,0	62,9	55,9	48,8	41,7	34,6	27,5
0,44	70,0	62,9	55,9	48,8	41,8	34,7	27,7
0,45	70,0	63,0	56,0	48,9	41,9	34,9	27,9
0,46	70,0	63,0	56,0	49,0	42,0	35,0	28,0
0,47	70,0	63,0	56,1	49,1	42,1	35,1	28,2
0,48	70,0	63,1	56,1	49,2	42,2	35,3	28,3
0,49	70,0	63,1	56,2	49,2	42,3	35,4	28,5
0,50	70,0	63,1	56,2	49,3	42,4	35,5	28,6
0,55	70,0	63,2	56,4	49,6	42,9	36,1	29,3
0,60	70,0	63,3	56,6	50,0	43,3	36,6	29,9
0,65	70,0	63,4	56,9	50,3	43,7	37,1	30,5
0,70	70,0	63,5	57,0	50,6	44,1	37,6	31,1
0,75	70,0	63,6	57,2	50,8	44,4	38,0	31,6
0,80	70,0	63,7	57,4	51,1	44,8	38,5	32,2
0,85	70,0	63,8	57,6	51,3	45,1	38,9	32,7
0,90	70,0	63,9	57,7	51,6	45,4	39,3	33,1
0,95	70,0	63,9	57,9	51,8	45,7	39,6	33,8
1,00	70,0	64,0	58,0	52,0	46,0	40,0	34,0
1,10	70,0	64,1	58,3	52,4	46,5	40,7	34,8
1,20	70,0	64,3	58,6	52,8	47,1	41,3	35,6
1,30	70,0	64,4	58,8	53,2	47,6	41,9	36,3
1,40	70,0	64,5	59,0	53,5	48,0	42,5	37,0
1,50	70,0	64,6	59,2	53,8	48,4	43,0	37,6

Geschwindigkeitsformel von M. Matakiewicz. [22]

Bei seinen ersten Untersuchungen war Matakiewicz von folgenden Forderungen ausgegangen:

1. In der Geschwindigkeitsformel sollen die Funktionen der Tiefe und des Gefälles stetige Formen aufweisen.

2. Bei der Aufstellung von Geschwindigkeitsformeln dürfen nur solche Messungen benutzt werden, bei denen auch wirklich, wenn auch nur angenähert, eine gleichförmige Bewegung, eine unverändert bleibende mittlere Geschwindigkeit vorhanden ist: das Kennzeichen hierfür ist der geradlinige Verlauf der Gefällelinie.

3. Die Geschwindigkeitsformel für natürliche Wasserläufe soll keine wählbaren Größen in der Art der sogenannten Rauhigkeitskoeffizienten enthalten, und zwar deshalb, weil zwischen dem Spiegelgefälle und der Beschaffenheit des Flußbettes ein Zusammenhang dahin nachweisbar ist, daß mit der Verminderung des Gefälles sich auch die Korngröße des beweglichen Flußgeschiebes vermindert. Es kann daher in einer Geschwindigkeitsformel der Einfluß der Beschaffenheit des Bettumfanges hinlänglich genau durch die Funktion des Gefälles bestimmt werden.

4. Aus 2 erhellt, daß für die Berechnungen nur solche Messungen auszuwählen sind, bei denen das örtliche Gefälle des Wasserspiegels mit dem auf einer längeren Strecke ausgeglichenen Gefälle annäherungsweise übereinstimmt.

Die auf Grund dieser Forderungen berechnete Formel erhielt folgende Gestalt

$$v = 34\, t^m J^n,$$

eine Grundform, wie sie schon von G. Hagen (Handbuch der Wasserbaukunst, 2. Teil, 1. Band S. 309, 3. Aufl. Berlin 1871) vorgeschlagen worden war. Es ergab sich:

für die mittlere Tiefe $t < 1$ m ist $m = 1 - t$
» » » » $t > 1$ m » $m = 0{,}75$,

während für n folgende Werte gefunden wurden:

bei einem Spiegelgefälle J bis 2,0 v. T. $n = 0{,}50$
» » » J » 2,5 » $n = 0{,}51$
» » » J » 3,5 » $n = 0{,}52$
» » » J » 4,5 » $n = 0{,}53$.

Es ist also für Tiefen von 1,5 bis 6 m und für Gefälle <2 v. T. die Formel mit der von Hermanek genau übereinstimmend, aber, was für ihren Wert spricht, auf einem ganz anderen Wege als diese gefunden worden.

Da in vorstehender Formel die Funktion der Tiefe noch keine stetig verlaufende Kurve zeigt, so wurde es notwendig, für die endgültige Bestimmung der Gestalt dieser Kurve eine weitere große Anzahl genauer neuerer und neuester Messungen heranzuziehen und eine genauere Ermittlung der Funktion des Gefälles vorzunehmen. Bei diesen Untersuchungen diente die vorstehende Geschwindigkeitsformel als Ausgangspunkt. Da aber bei den meisten der benutzten Messungen nur das relative Gefälle zahlenmäßig mitgeteilt ist, während in der Regel Angaben über den örtlichen Verlauf der Gefällelinie fehlen, so wurden die Messungen nach wachsenden Tiefen und Gefällen geordnet und zum Vergleich zusammengestellt.

Würden nun alle Gefällemessungen richtig sein, dann müßten die mittleren Geschwindigkeiten mit zunehmender Tiefe oder zunehmendem Gefälle wachsen. Dieser Forderung genügten von 770 Messungen nur 292. Außer diesen wurden noch 345 Mes-

sungen — Wolgamessungen und schweizerische Messungen — verwertet, um die Funktion des Gefälles auch bei sehr kleinen und sehr großen Gefällen bestimmen zu können.

Zuerst wurde die Funktion des Gefälles

$$(FJ) = J^m = \frac{v}{34(ft)}$$

und der Exponent

$$m = \frac{\lg(FJ)}{\lg J}$$

bestimmt und gefunden

$$(FJ) = J^m = J^{0,493 + 10\,J}.$$

Alsdann wurde die genauere Berechnung der Funktion der Tiefe an der Hand von 345 Messungen für Tiefen von 0,06 m bis zu 7,23 m ausgeführt und gefunden

$$(ft) = \frac{3,41}{2,2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0,15}{t^2}}} \cdot t.$$

Somit ergibt sich die Geschwindigkeitsformel

$$v = 34(FJ)(ft) = 34 J^{0,493 + 10\,J} \cdot \frac{3,41}{2,2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0,15}{t^2}}}$$

oder

$$v = \frac{116 \cdot J^{0,493 + 10J}}{2,2 + t^{\frac{2}{3} + \frac{0,15}{t^2}}} \cdot t. \tag{14}$$

Wenn man berücksichtigt, daß diese Formel alle Fälle umfaßt, dann ist sie als ziemlich einfach anzuerkennen. Zur Ausrechnung der mittleren Geschwindigkeit reicht es vollkommen hin, die Exponenten des Gefälles und der Tiefe mit drei Dezimalstellen zu berechnen, da bei der Bestimmung der Werte (FJ) und (ft) eine Übereinstimmung der Exponenten des Gefälles und der Tiefe nur in der dritten Dezimalstelle erreicht wurde.

Anstatt jedoch die mittleren Geschwindigkeiten aus der Formel zu berechnen, kann man sich der nachstehenden Tafel (S. 79) bedienen, die für bestimmte Gefälle und Tiefen unmittelbar die mittleren Querschnittgeschwindigkeiten angibt. Für Zwischenwerte von J und t wird die Geschwindigkeit durch geradlinige Einmittelung nach beiden Richtungen bestimmt. Endlich kann die Geschwindigkeit aus den zeichnerischen Darstellungen der Figuren 64 und 65 bestimmt werden; man muß nur die Werte der dem Gefälle und der Tiefe entsprechenden Funktionen, also die Ordinaten der Kurven $34(FJ)$ und (ft) auf den danebenstehenden Maßstäben abmessen. Durch Multiplikation derselben erhält man die mittlere Querschnittgeschwindigkeit

$$v_m = 34 \cdot (FJ) \cdot (ft).$$

Die Formel ist nur gültig für natürliche Wasserläufe. Für künstliche Kanäle kann sie nicht benutzt werden, da in diesen die Bewegung des Wassers wegen der größeren Festigkeit und Glätte der Sohle und der Wände und wegen des Fehlens beweglicher Geschiebe unter günstigeren Bedingungen stattfindet als in natürlichen Flußbetten.

Geschwindigkeitsformeln von W. Lindboe [23].

Auch Lindboe hat sich frei gemacht von wählbaren Rauhigkeitskoeffizienten, indem er nach dem Vorgange von Siedek als grundlegende Größen das Gefälle J, die mittlere Wassertiefe t und die Flußbreite b in die Formel so einführt, daß der Einfluß der Rauhigkeit durch sie zum Ausdruck gebracht wird.

Zusammenstellung der mittleren Querschnittgeschwindigkeiten v in Metern.

Mittlere Tiefe in Metern	1000 · J =																									
	0,025	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	6	7	8	9	10
0,1	0,028	0,040	0,056	0,080	0,095	0,108	0,120	0,129	0,139	0,148	0,155	0,163	0,179	0,194	0,217	0,236	0,252	0,266	0,278	0,288	0,297	0,311	0,323	0,331	0,338	0,343
0,2	0,056	0,079	0,111	0,159	0,189	0,215	0,239	0,258	0,278	0,295	0,309	0,325	0,356	0,386	0,433	0,471	0,503	0,530	0,554	0,573	0,591	0,620	0,643	0,661	0,674	0,684
0,3	0,082	0,115	0,161	0,230	0,275	0,312	0,346	0,374	0,403	0,428	0,449	0,472	0,517	0,560	0,628	0,682	0,730	0,769	0,803	0,831	0,857	0,900	0,932	0,958	0,978	0,992
0,4	0,101	0,141	0,198	0,283	0,338	0,385	0,426	0,461	0,497	0,527	0,554	0,581	0,636	0,690	0,774	0,841	0,899	0,947	0,989	1,024	1,057	1,108	1,149	1,180	1,204	1,223
0,5	0,119	0,167	0,234	0,334	0,399	0,454	0,503	0,544	0,586	0,622	0,653	0,685	0,751	0,814	0,913	0,991	1,060	1,117	1,167	1,208	1,246	1,307	1,355	1,392	1,420	1,442
0,6	0,136	0,190	0,266	0,381	0,455	0,517	0,573	0,620	0,668	0,709	0,744	0,781	0,856	0,927	1,040	1,130	1,209	1,273	1,330	1,376	1,420	1,490	1,544	1,586	1,619	1,644
0,7	0,151	0,211	0,295	0,422	0,504	0,574	0,635	0,687	0,741	0,786	0,825	0,867	0,949	1,029	1,154	1,253	1,341	1,412	1,475	1,527	1,575	1,653	1,713	1,760	1,796	1,823
0,8	0,166	0,232	0,325	0,465	0,555	0,631	0,699	0,756	0,815	0,865	0,909	0,954	1,045	1,132	1,270	1,380	1,476	1,555	1,624	1,681	1,734	1,819	1,885	1,937	1,977	2,007
0,9	0,180	0,252	0,353	0,505	0,603	0,686	0,760	0,822	0,866	0,940	0,987	1,036	1,135	1,230	1,380	1,499	1,603	1,689	1,763	1,825	1,883	1,976	2,048	2,104	2,147	2,180
1,0	0,195	0,273	0,383	0,547	0,653	0,743	0,823	0,890	0,959	1,018	1,069	1,122	1,229	1,332	1,495	1,623	1,737	1,829	1,910	1,977	2,040	2,141	2,218	2,279	2,326	2,361
1,25	0,231	0,324	0,454	0,649	0,775	0,882	0,977	1,056	1,138	1,208	1,269	1,332	1,459	1,581	1,773	1,927	2,061	2,171	2,267	2,347	2,421	2,540	2,632	2,705	2,760	2,802
1,50	0,264	0,369	0,517	0,739	0,883	1,004	1,112	1,203	1,297	1,376	1,445	1,517	1,661	1,801	2,020	2,195	2,347	2,473	2,582	2,673	2,758	2,894	2,999	3,081	3,144	3,192
1,75	0,296	0,413	0,580	0,828	0,990	1,126	1,250	1,349	1,454	1,542	1,620	1,700	1,862	2,019	2,264	2,460	2,631	2,771	2,894	2,996	3,091	3,243	3,361	3,453	3,524	3,577
2,0	0,326	0,456	0,639	0,913	1,091	1,241	1,374	1,486	1,602	1,700	1,785	1,874	2,052	2,225	2,496	2,711	2,900	3,054	3,189	3,302	3,407	3,574	3,704	3,806	3,884	3,943
2,50	0,383	0,536	0,751	1,074	1,283	1,459	1,616	1,748	1,884	1,999	2,099	2,193	2,413	2,616	2,934	3,188	3,410	3,592	3,751	3,883	4,006	4,203	4,356	4,475	4,567	4,636
3,0	0,433	0,606	0,850	1,214	1,451	1,650	1,827	1,976	2,130	2,260	2,374	2,492	2,729	2,959	3,319	3,605	3,856	4,062	4,242	4,391	4,530	4,753	4,926	5,061	5,165	5,243
3,5	0,480	0,672	0,942	1,347	1,610	1,830	2,026	2,192	2,362	2,507	2,633	2,764	3,027	3,281	3,680	3,998	4,276	4,505	4,704	4,869	5,024	5,271	5,463	5,612	5,728	5,814
4,0	0,525	0,734	1,030	1,471	1,758	1,999	2,214	2,395	2,581	2,739	2,877	3,020	3,307	3,585	4,021	4,368	4,672	4,921	5,139	5,320	5,489	5,759	5,968	6,132	6,258	6,353
4,5	0,567	0,794	1,113	1,590	1,900	2,161	2,393	2,588	2,790	2,961	3,109	3,264	3,574	3,875	4,346	4,721	5,050	5,320	5,555	5,751	5,933	6,225	6,451	6,628	6,764	6,867
5,0	0,605	0,846	1,186	1,695	2,026	2,304	2,551	2,760	2,975	3,156	3,315	3,480	3,811	4,131	4,634	5,034	5,384	5,671	5,923	6,131	6,326	6,636	6,878	7,066	7,212	7,321
5,5	0,641	0,898	1,258	1,799	2,149	2,443	2,706	2,927	3,154	3,347	3,515	3,691	4,041	4,381	4,914	5,338	5,710	6,015	6,281	6,502	6,709	7,038	7,294	7,494	7,648	7,764
6,0	0,677	0,947	1,328	1,898	2,268	2,579	2,856	3,089	3,330	3,534	3,711	3,896	4,266	4,625	5,187	5,635	6,027	6,349	6,630	6,864	7,082	7,430	7,670	7,911	8,073	8,195
7,0	0,743	1,039	1,458	2,083	2,489	2,830	3,134	3,390	3,654	3,877	4,072	4,275	4,681	5,075	5,692	6,183	6,614	6,967	7,276	7,531	7,771	8,152	8,449	8,680	8,859	8,993

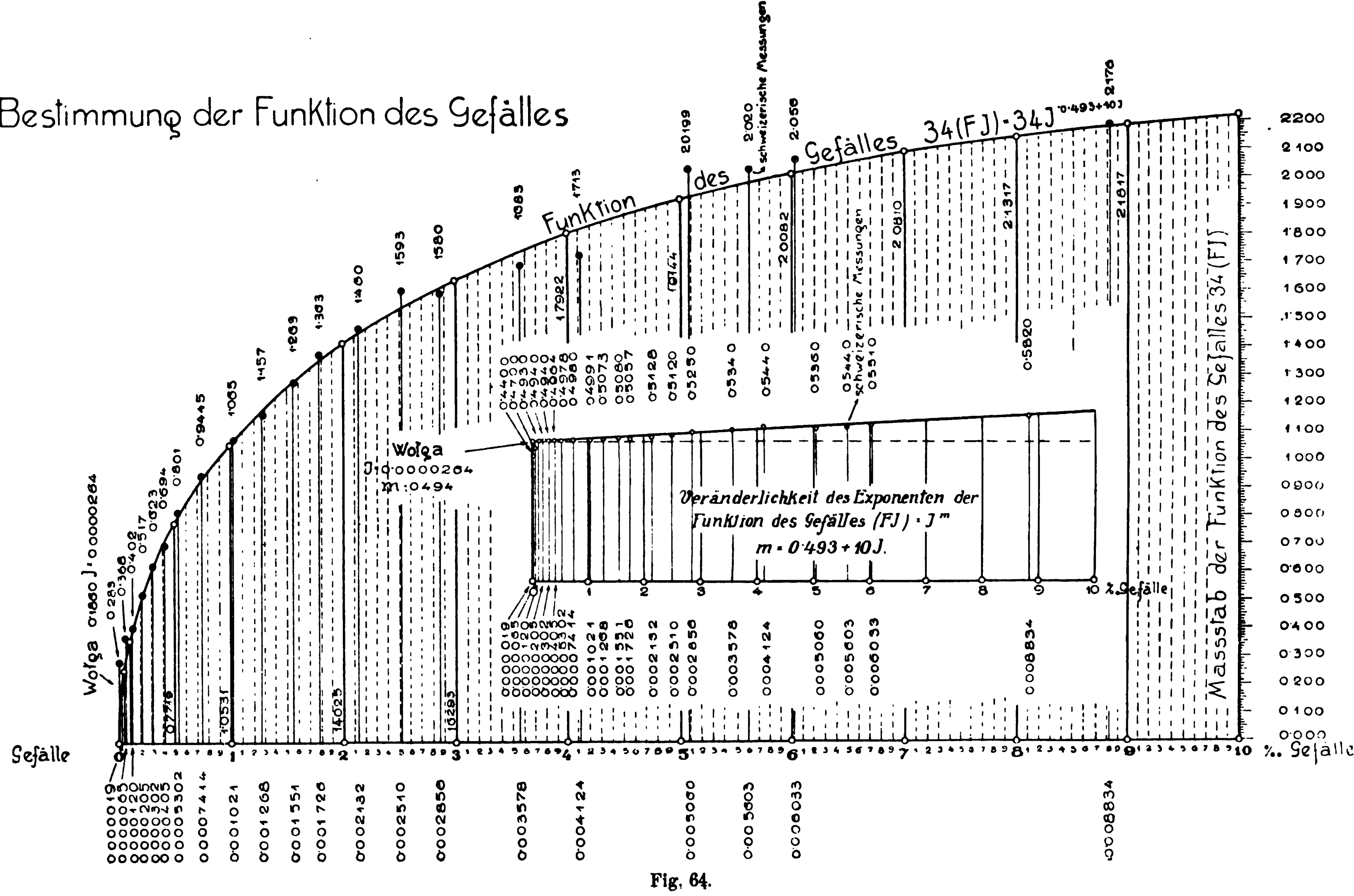

Bestimmung der Funktion des Gefälles
Funktion des Gefälles 34(FJ)-34J
Massstab der Funktion des Gefälles 34(FJ)
Veränderlichkeit des Exponenten der Funktion des Gefälles (FJ) · J^m
m = 0·493 + 10J.
Wolga
schweizerische Messungen
Gefälle
%. Gefälle

Fig. 64.

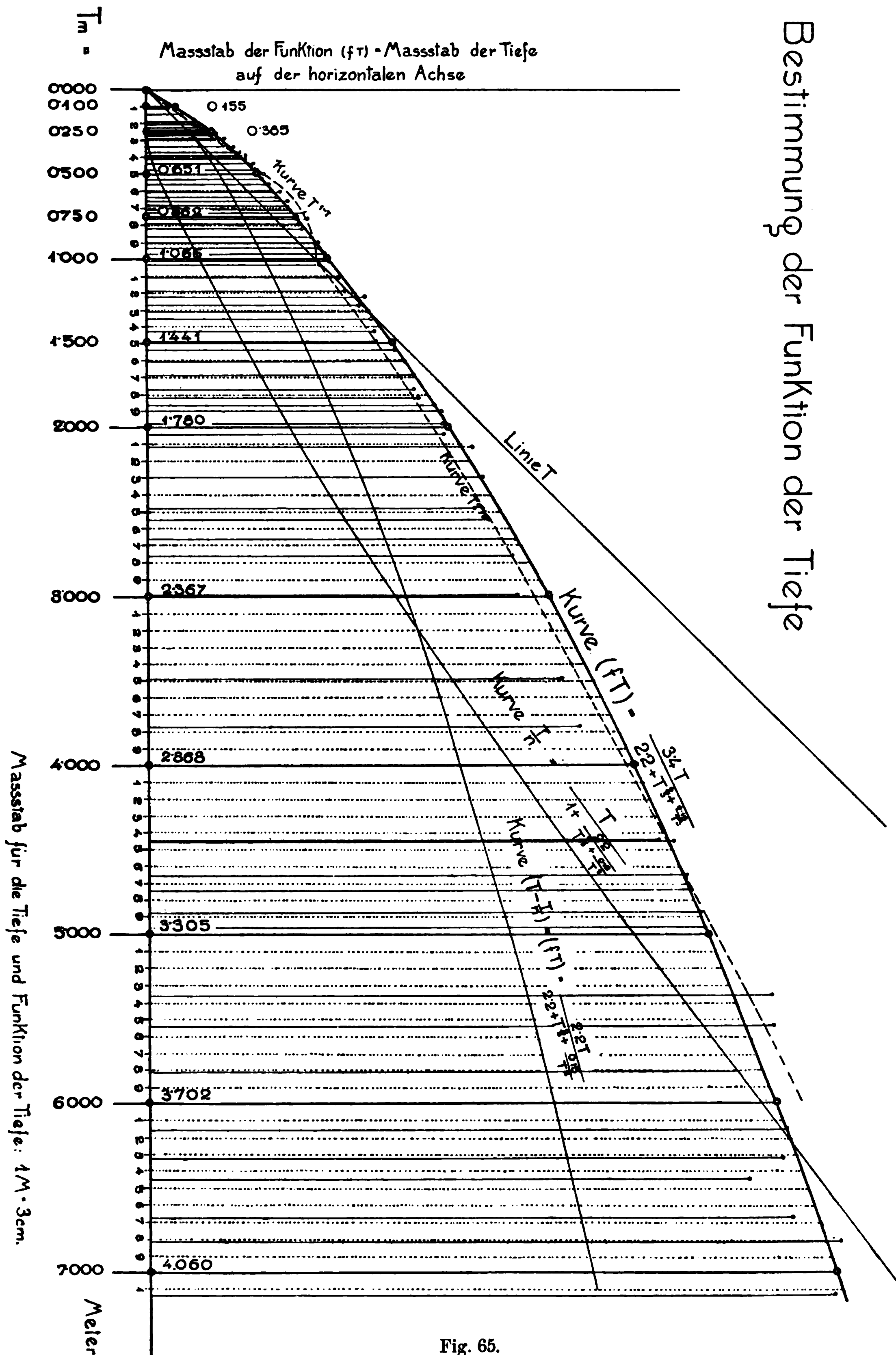

Bestimmung der Funktion der Tiefe
Massstab der Funktion (fT) = Massstab der Tiefe auf der horizontalen Achse
Tm =
0·000
0·100
0·250
0·500
0·750
1·000
1·500
2·000
3·000
4·000
5·000
6·000
7·000
Meter
0·155
0·365
0·651
0·862
1·066
1·441
1·760
2·367
2·868
3·305
3·702
4·060
Kurve T^{1/4}
Kurve T^{1/2}
Linie T
Kurve (fT) = 3·4 T / (2·2 + T ...)
Kurve T/n = T / (1 + ...)
Kurve (T − T/n) = (fT) = 2·2 T / (2·2 + T ...)
Massstab für die Tiefe und Funktion der Tiefe: 1 M = 3 cm.

Fig. 65.

Im Gegensatze zu **Matakiewicz** hat er aber darauf verzichtet, daß sich die Exponenten der Tiefe und des Gefälles mit diesen Größen stetig ändern und eine Aufteilung der Formel in Gruppen vorgezogen, also eine Anzahl von Teilformeln aufgestellt, deren jede innerhalb gewisser Grenzen anwendbar ist.

Die Formel hat den allgemeinen Ausdruck

$$v = k\lambda t^n J^r,$$

wo λ eine Funktion des Verhältnisses $\frac{t}{b}$ bedeutet.

Wegen der Entstehung der nachfolgenden Einzelformen wird auf die angegebene Quelle hingewiesen.

Die angegebenen Gültigkeitsgrenzen haben ihre Begründung in den bei der Aufstellung der Formeln berücksichtigten Messungen. Die mittleren Tiefen der letzteren schwanken zwischen $t = 0{,}185$ m und $t = 13{,}57$ m (Wolga). Übrigens ist $\frac{t}{b} = 0{,}1$ ein Verhältnis, das bei großen Gewässern nur selten überschritten wird. Das gleiche gilt vom Gefällewert $J = 0{,}005$.

Um ein zutreffendes Urteil über die Güte der einzelnen Geschwindigkeitsformeln zu erhalten, sind die Formeln von **Bazin** (11), **Hermanek** (13a, 13b und 13c), **Matakiewicz** (14) und **Lindboe** (15) einem Vergleich mit Hilfe der gleichen 189 Messungen unterzogen worden, die schon E. **Blomquist** [23] für einen Vergleich der Bazinschen mit anderen, hier nicht erwähnten, Formeln dem Jahrbuche des k. k. hydrographischen Zentralbureaus in Wien entnommen hatte. Die Messungen, die auch Lindboe [23] bringt, sind in den Jahren 1900 bis 1904 — bis auf eine einzige im Jahre 1898 angestellte — ausgeführt worden. Für diese Messungen sind mit Hilfe der vorgenannten Formeln die mittleren Geschwindigkeiten ermittelt und die Fehler berechnet worden. Dabei mußten mit Rücksicht auf die Formeln (15) die Messungen ausgeschieden werden, die beträchtlich außerhalb der Gültigkeitsgrenzen der Formeln (15) lagen, so daß zur Auswertung 163 Messungen verblieben. Für die Untersuchung der Formel (11) mußten außerdem die Messungen ausfallen, aus denen der Profilradius R nicht zu entnehmen war. Die nachstehenden Vergleichsergebnisse sind insofern nicht durchaus objektiv, als die benutzten Messungen zum Teil bei der Aufstellung der Formel (14) benutzt worden sind, nicht aber bei der Aufstellung der anderen Formeln. Δ ist der Unterschied zwischen der gemessenen und berechneten mittleren Geschwindigkeit, $\Sigma(\Delta)$ also die Fehlersumme usw.

Die Zusammenstellung zeigt, daß — wenigstens für die untersuchten Messungen — von den Formeln ohne wählbare Größen die Lindboeschen die besten sind, daß diesen aber die von Hermanek ziemlich gleichwertig sind und daß die Formel von Matakiewicz zu große Werte ergibt.

Da die Hermanekschen Formeln eine sehr einfache Bauart mit einer unbeschränkten Gültigkeit vereinigen, so sind sie bei dem augenblicklichen Stande unserer Erkenntnis für den praktischen Gebrauch in erster Linie zu empfehlen. Bei allen wichtigen Rechnungen wird man indessen gut tun, die Lindboeschen Formeln zur Prüfung mitzuverwenden.

Die Formel von Bazin ist ohne Zweifel besser als aus den Ergebnissen des vorstehenden Vergleiches zu schließen sein würde, der deshalb für Bazin zu ungünstig ausgefallen ist, weil alle Geschwindigkeiten mit $\gamma = 1{,}30$ berechnet worden sind. Daß dieser Wert für viele Fälle zu klein ist, geht daraus hervor, daß von 118 Messungen

Geschwindigkeitsformeln von W. Lindboe (15).

a) v = Werte.

	$J < 0{,}0006$		$0{,}0006 < J < 0{,}005$		t
	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$	$\frac{t}{b} < 0{,}028$	$0{,}028 < \frac{t}{b} < 0{,}1$	m
$v =$ (m)	$23{,}37\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,42}$	$8{,}19\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,42}$	$33{,}86\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,47}$	$11{,}86\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,9} J^{0,47}$	$t < 1{,}12$
$v =$ (m)	$24{,}11\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,42}$	$8{,}45\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,42}$	$34{,}94\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,47}$	$12{,}24\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,63} J^{0,47}$	$1{,}12 < t < 3{,}65$
$v =$ (m)	$27{,}45\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,42}$	$9{,}62\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,42}$	$39{,}77\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,47}$	$13{,}94\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) t^{0,53} J^{0,47}$	$t > 3{,}65$

b) c = Werte der allgemeinen Formel $v = c\sqrt{tJ}$.

$c =$	$23{,}37\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,4}}{J^{0,08}}$	$8{,}19\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,4}}{J^{0,08}}$	$33{,}86\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,4}}{J^{0,03}}$	$11{,}86\left(2{,}293 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,4}}{J^{0,03}}$	$t < 1{,}12$
$c =$	$24{,}11\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,13}}{J^{0,08}}$	$24{,}11\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,13}}{J^{0,06}}$	$34{,}94\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,13}}{J^{0,03}}$	$34{,}94\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,13}}{J^{0,03}}$	$1{,}12 < t < 3{,}65$
$c =$	$27{,}45\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,03}}{J^{0,08}}$	$27{,}45\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,03}}{J^{0,08}}$	$39{,}77\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,03}}{J^{0,03}}$	$39{,}77\left(0{,}822 - \frac{t}{b}\right) \frac{t^{0,03}}{J^{0,03}}$	$t > 3{,}65$

Gültigkeitsgrenzen der Formeln:

$b \geqq 10$ m, $t \leqq 14$ m, $\frac{t}{b} \leqq 0{,}1$, $J \leqq 0{,}005$.

Formel	n Anzahl der Messungen	$\Sigma(\Delta)$	$\frac{\Sigma(\Delta)}{n}$	$\Sigma(+\Delta)$	$\Sigma(-\Delta)$	Anzahl der Messungen mit		$\Sigma(\Delta^2)$	$\sqrt{\frac{\Sigma(\Delta^2)}{n}}$	$\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]$	$\frac{\Sigma\left[\frac{100\cdot\Delta}{v}\right]}{n}$	$\frac{\Sigma(+\Delta)+\Sigma(-\Delta)}{n}$
		m	m	m	m	$+\Delta$	$-\Delta$	m²	m	%	%	m
Bazin (11) . . .	118	28,05	0,238	25,33	2,72	88	30	12,3051	0,323	3089,7	26,18	+ 0,192
Hermanek (13) .	163	30,94	0,190	18,50	12,44	85	78	9,8483	0,246	3280,6	20,13	+ 0,037
Matakiewicz (14).	163	32,62	0,201	27,73	4,89	116	47	11,2836	0,263	3784,1	23,22	+ 0,140
Lindboe (15) . .	163	25,43	0,156	13,72	11,71	82	81	6,5089	0,200	3005,0	18,44	+ 0,012

Formel	Anzahl der Messungen n_1 mit Δ				$\frac{100\,n_1}{n}$ für Δ %				Anzahl der Messungen n_2 mit $\frac{100\,\Delta}{v}$				$\frac{100\,n_2}{n}$ für $\frac{100\,\Delta}{v}$ %			
	≦ 5 cm	5,1—10	10,1—20	> 20 cm	≦ 5 cm	≦ 10 cm	≦ 20 cm	> 20 cm	≦ 5 %	5,1—10	10,1—20	> 20 %	≦ 5 %	≦ 10 %	≦ 20 %	> 20 %
Bazin (11) . . .	26	14	25	53	22,0	33,9	55,1	44,9	19	16	31	52	16,1	29,7	55,9	44,1
Hermanek (13) .	33	23	46	61	20,2	34,4	62,6	37,4	27	32	39	65	16,6	36,2	60,1	39,9
Matakiewicz (14).	38	21	38	66	23,3	36,2	59,5	40,5	32	25	48	58	19,6	35,0	64,4	35,6
Lindboe (15) . .	34	30	61	38	20,9	39,3	76,7	23,3	30	43	46	44	18,4	44,8	73.0	27,0

nur 30 mit negativen Fehlern behaftet sind und noch besser daraus, daß mit einer Fehlersumme von im ganzen 28,05 m die Summe der negativen Fehler nur 2,72 m ausmacht. Zur richtigen Einschätzung, man darf wohl auch sagen zum richtigen Einraten der γ-Werte fehlte die genauere Kenntnis der betreffenden Wasserläufe selbst. Darin besteht ja vor allem der große Nachteil der älteren Formeln mit wählbaren Größen, daß bei ihrer Anwendung auf natürliche Flüsse stets eine Unsicherheit über den Rauhigkeitsgrad herrscht, so daß erst nach gewonnener genauerer Kenntnis des betreffenden Gewässers eine zutreffende Geschwindigkeit berechnet werden kann. Bei allen älteren Formeln handelt es sich mehr um eine Schätzung denn um eine Berechnung.

Für künstliche Gerinne empfiehlt sich aber bis auf weiteres die Formel (11) von Bazin, da bei ihnen der Rauhigkeitsgrad der Wandungen, der wegen der stets beschränkten Abmessungen der künstlichen Gerinne einen verhältnismäßig großen Einfluß auf die Wasserbewegung ausübt, zutreffend bestimmt werden kann. Aus dem gleichen Grunde darf man auch bei künstlichen Gerinnen den Profilradius beibehalten. Will man bei ihnen mit der mittleren Tiefe rechnen, dann tue man solches mit Hermanek (13d): eine Prüfung mit (11) ist aber auch dann zu empfehlen.

Zusammenfassend sei aber nachdrücklich hervorgehoben, daß selbst die beste Formel nur eine Näherungsformel sein kann und daß daher eine weitgehende Genauigkeit in der zahlenmäßigen Auswertung unnötig ist. Geschwindigkeitsangaben bis auf Millimeter sind weder erforderlich noch möglich.

Der dringend gebotene Fortschritt in der Aufstellung von Geschwindigkeitsformeln kann nur auf Grund sorgfältiger und durchaus zuverlässiger Messungen herbeigeführt werden. Es muß somit gefordert werden, daß bei allen Geschwindigkeitsmessungen, auch wenn sie, wie die meisten, nur behufs der Ermittlung der Abflußmengen vorgenommen werden, für die ja nur die Messung der Geschwindigkeit und der Querschnittgröße erforderlich ist, in sorgfältigster Weise auch das Spiegelgefälle bestimmt wird. Es muß gefordert werden, daß in einheitlicher Weise für alle Messungen solche Strecken ausgesucht werden, bei denen wenigstens einigermaßen von einer gleichförmigen Bewegung die Rede sein kann, die also eine annähernd geradlinige Gefällelinie und Übereinstimmung des Wasserspiegel- und Sohlengefälles aufweisen. Für die Prüfung von Geschwindigkeitsformeln benutze man nur solche Messungen, die die letztgenannten Bedingungen erfüllen: anderenfalls sind solche Prüfungen irreführend. So sind die Messungsergebnisse, die Krieger [24] nach [25] mitgeteilt hat und die auch in [26] nicht nur aufgenommen, sondern auch als sehr wertvoll bezeichnet sind, zur Prüfung von Geschwindigkeitsformeln, mit einer einzigen Ausnahme, ungeeignet, weil sie die fraglichen Bedingungen nicht erfüllen. Da diese Ergebnisse an so beachtenswerten Stellen erschienen sind, glauben wir das Gesagte begründen zu müssen, wobei wir die Bezifferung der Gewässer nach [24] beibehalten und das Wasserspiegelgefälle mit J, das Sohlengefälle mit J_s bezeichnen.

Nr. des Gewässers	
1	$1000 \cdot J = 6{,}833$; $1000 \cdot J_s = 7{,}036$.
2	Oberhalb der Meßstelle: $1000 \cdot J = 3{,}4$; $3{,}0$ Unterhalb » » : $1000 \cdot J = 0{,}1$; $0{,}6$ } Strecke zur Gefällemessung zu kurz: nur je 10 m lang ober- und unterhalb der Meßstelle.
3	Wassermenge oberhalb der Meßstelle kleiner als unterhalb, da im Bereiche der Meßstrecke ein Seitengraben einmündet.

Nr. des Gewässers	
4	$1000 \cdot J = 0{,}057$; $1000\, J_s = 0{,}400$.
5	Nichts zu bemerken.
6	Oberhalb der Meßstelle: $1000 \cdot J = 0{,}34$ Unterhalb » » : $1000 \cdot J = 0{,}44$.
7	Oberhalb der Meßstelle: $1000 \cdot J = 0{,}995$; 0,000; 0,476 Unterhalb » » : $1000 \cdot J = 2{,}380$; 3,810; 2,860.
8	Strecke zur Gefällemessung zu kurz: nur je 10 m lang ober- und unterhalb der Meßstelle. Unterer Abschluß der Meßstrecke fällt zusammen mit plötzlicher Querschnitterweiterung.
9	Durchaus unregelmäßige Gefällelinien.
10	Wie zu 9. Meßstrecke zu kurz: nur $2 \cdot 25$ m lang (bei 88,30 m Wasserspiegelbreite).
11	Wie zu 9. Meßstrecke zu kurz: nur $2 \cdot 10$ m lang.

Man unterlasse es ferner, bei der Prüfung von Geschwindigkeitsformeln die allerdings mühsame methodische Fehlersuchung durch eine Prüfung mit Stichproben zu ersetzen. Eine solche Prüfung bedeutet stets eine Willkür und ist Zufallsergebnissen ausgesetzt, die ein durchaus unzutreffendes Bild von der Güte einer Formel abgeben können.

Es sollte zwischen den zuständigen Behörden aller Kulturstaaten auf dem Wege einer internationalen Vereinbarung, die z. B. durch die internationalen Schiffahrtskongresse angebahnt werden könnte, ein einheitliches Verfahren für die Messung des Spiegelgefälles festgestellt werden. Nur auf diesem Wege werden wir in den Besitz der Unterlagen gelangen, die für die Aufstellung von zuverlässigen Geschwindigkeitsformeln unerläßlich sind, d. h. von solchen Messungsergebnissen, die unter sich vergleichbar sind.

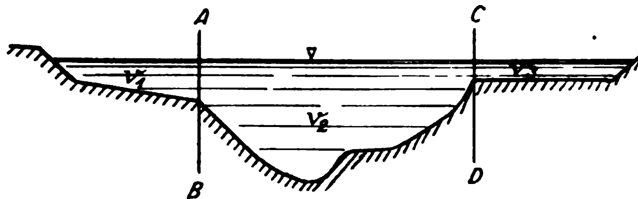


Fig. 66.

Alle Formeln gelten nur für stetige Querschnitte. Wenn diese nicht vorhanden sind, dann hat man nach Fig. 66 den Querschnitt durch die lotrechten Hilfslinien AB und CD zu zerlegen und die Sondergeschwindigkeiten v_1, v_2 und v_3 zu berechnen.

§ 3. Günstigste Abflußquerschnitte künstlicher Gerinne.

In künstlichen Gerinnen wird wegen ihrer stets beschränkten Querschnittabmessungen der Bewegungswiderstand hauptsächlich durch die Wandreibung hervorgerufen, weshalb es begründet ist, in die allgemeine Geschwindigkeitsformel statt der mittleren Tiefe den Profilradius einzuführen und die Bazinschen c-Werte anzuwenden. Wir gehen deshalb aus von der Gleichung (10)

$$v = c\sqrt{\frac{F}{p} J}.$$

Von allen Querschnittformen ist die Kreisform die günstigste, weil bei ihr der größte Querschnitt F zugleich mit dem kleinsten benetzten Umfang p auftritt.

Für den vollen Kreis, Fig. 67, handelt es sich nun darum, den günstigsten Füllwinkel φ zu bestimmen, je nachdem gefordert wird, daß bei gegebenem Gefälle J entweder die Geschwindigkeit v oder die abzuführende sekundliche Wassermenge

$$Q = c\sqrt{\frac{F^3}{p}J}$$

einen Größtwert erhalten.

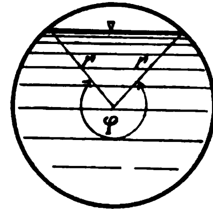


Fig. 67.

Bei den diesbezüglichen Ermittlungen wird der Koeffizient c als unveränderlich vorausgesetzt.

Die Bedingung

$$v = \max$$

wird erfüllt für

$$\frac{p}{F} = \min$$

oder

$$\frac{d}{d\varphi}\left(\frac{p}{F}\right) = 0.$$

Nun ist

$$p = r\varphi$$

und

$$F = \frac{r^2}{2}(\varphi - \sin\varphi).$$

Mithin

$$\frac{d}{d\varphi}\ \frac{2r\varphi}{r^2(\varphi - \sin\varphi)} = 0.$$

Daraus

$$2r(\varphi - \sin\varphi) - 2r\varphi(1 - \cos\varphi) = 0,$$

woraus

$$-\operatorname{tg}\varphi + \varphi = 0.$$

Diese Bedingung wird erfüllt für

die Bogenlänge $\varphi = 4{,}4934$ oder den Winkel $\varphi = 257^\circ 20'$.

Die Bedingung

$$Q = \max$$

wird erfüllt für

$$\frac{p}{F^3} = \min$$

oder

$$\frac{d}{d\varphi}\left(\frac{p}{F^3}\right) = 0.$$

Somit

$$\frac{d}{d\varphi}\ \frac{8\varphi}{r^5(\varphi - \sin\varphi)^3} = 0.$$

Daraus

$$8r^5(\varphi - \sin\varphi)^3 - 24r^5\varphi(\varphi - \sin\varphi)^2(1 - \cos\varphi) = 0,$$

woraus

$$2\varphi - 3\varphi\cos\varphi + \sin\varphi = 0.$$

Diese Bedingung wird erfüllt für

die Bogenlänge $\varphi = 5{,}379$ oder den Winkel $\varphi = 308^\circ$.

In der nachfolgenden Tafel sind die zusammengehörigen Werte für den Kreis zusammengestellt.

Füllwinkel φ (vgl. Fig. 67)	Wasser-querschnitt F qm	Benetzter Umfang p m	Profilradius $R = \frac{F}{p}$ m	Geschwindigkeit v m	Wassermenge Q cbm
180° (Halbkreis)	$1{,}57 \cdot r^2$	$3{,}14 \cdot r$	$0{,}50 \cdot r$	$0{,}71 \cdot c\sqrt{rJ}$	$1{,}11 \cdot c\sqrt{r^5 J}$
257° 20′	$2{,}73 \cdot r^2$	$4{,}49 \cdot r$	$0{,}61 \cdot r$	$0{,}78 \cdot c\sqrt{rJ}$	$2{,}13 \cdot c\sqrt{r^5 J}$
308°	$3{,}08 \cdot r^2$	$5{,}38 \cdot r$	$0{,}57 \cdot r$	$0{,}76 \cdot c\sqrt{rJ}$	$2{,}33 \cdot c\sqrt{r^5 J}$
360°	$3{,}14 \cdot r^2$	$6{,}28 \cdot r$	$0{,}50 \cdot r$	$0{,}71 \cdot c\sqrt{rJ}$	$2{,}22 \cdot c\sqrt{r^5 J}$

Für den Trapezquerschnitt, Fig. 68, führen die gleichen Rechnungen zu folgenden Ergebnissen. Der Kürze wegen setzen wir das Böschungsverhältnis der Ufer

$$\operatorname{ctg}\alpha = m,$$

so daß

$$\frac{1}{\sin\alpha} = \sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\alpha} = \sqrt{1 + m^2}$$

wird. Nunmehr ist

$$F = st + mt^2,$$
$$p = s + 2t\sqrt{1 + m^2},$$

somit

$$p = \frac{F}{t} - mt^2 + 2t\sqrt{1 + m^2}.$$

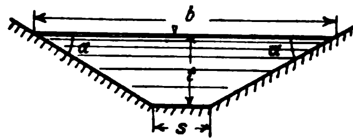


Fig. 68.

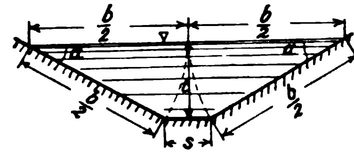


Fig. 69.

Für den günstigsten Querschnitt ist

$$p = \min,$$

mithin

$$\frac{dp}{dt} = 0$$

oder

$$-\frac{F}{t^2} - m + 2\sqrt{1 + m^2} = 0.$$

Daraus

und

$$\left.\begin{aligned} F &= t^2(2\sqrt{1 + m^2} - m) \\ p &= 2t(2\sqrt{1 + m^2} - m) \end{aligned}\right\} \frac{F}{p} = \frac{t}{2}.$$

Ferner wird

$$s = p - 2t\sqrt{1 + m^2}$$

und

$$b = s + 2mt = p - 2t\sqrt{1 + m^2} + 2mt.$$

Somit

$$b = 2t\sqrt{1 + m^2},$$
$$\frac{b}{t} = 2\sqrt{1 + m^2} = \frac{2}{\sin\alpha}.$$

Mithin ist für den günstigsten Trapezquerschnitt die Wasserspiegelbreite gleich der zweifachen Böschungslänge, vgl. Fig. 69. Daraus ergibt sich, daß er einem Halbkreise, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt, umschrieben ist.

Der günstigste Rechteckquerschnitt, $\operatorname{ctg}\alpha = 0$, hat also die halbe Breite zur Tiefe.

Zusammengehörige Werte günstigster Trapezquerschnitte.

Böschung $\operatorname{ctg}\alpha = m =$	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,75	0,5	0
$2\sqrt{1+m^2} = \frac{b}{t} =$	10,20	9,22	8,25	7,28	6,32	5,38	4,47	3,60	2,82	2,50	2,24	2,0
$2\sqrt{1+m^2} - 2m = \frac{s}{t} =$	0,20	0,22	0,25	0,28	0,32	0,38	0,47	0,60	0,82	1,00	1,24	2,0
$2\sqrt{1+m^2} - m = \frac{F}{t^2} =$	5,20	4,72	4,25	3,78	3,32	2,88	2,47	2,10	1,82	1,75	1,74	2,0

Bei Erdgräben hängt der Böschungswinkel α ab von der Bodenart. Kann aber α beliebig gewählt werden, dann findet man den günstigsten Böschungswinkel eines Trapezquerschnittes dadurch, daß man die Gleichung

$$F = t^2(2\sqrt{1+m^2} - m)$$

für F nach α differenziert und die Ableitung gleich Null setzt.

$$\frac{dF}{d\alpha} = \frac{d}{d\alpha} t^2\left(\frac{2}{\sin\alpha} - \operatorname{ctg}\alpha\right) = 0.$$

Daraus

$$1 - 2\cos\alpha = 0,$$

$$\alpha = 60^\circ.$$

Der Querschnitt wird also ein halbes regelmäßiges Sechseck.

Der günstigste Dreieckquerschnitt bei unveränderlichem α, Fig. 70, ergibt sich hier aus der Bedingung

$$R = \frac{F}{p} = \max.$$

$$R = \frac{t\cos\alpha}{2} = \frac{b}{4}\sin\alpha = \frac{a}{4}\sin 2\alpha.$$

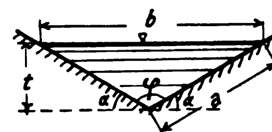


Fig. 70.

Es wird also R ein Maximum für

$$\alpha = 45^\circ \quad \text{oder für} \quad \varphi = 90^\circ.$$

Bei den trapezförmigen Gräben verflachen sich meistens die unter Wasser liegenden unteren Böschungsteile, so daß die ursprünglich wagerechte Sohle mehr oder minder in die Kreisform der Fig. 71 übergeht. Deshalb empfiehlt es sich, zumal wenn die im Graben abzuführende Wassermenge sehr klein werden kann, die Gräben von vornherein mit kreisförmiger Sohle, die gegebenenfalls auch in Stampfbeton usw. hergestellt werden könnte und die der Abführung kleiner Wassermengen sehr förderlich ist, auszuführen. Die geometrischen Verhältnisse der Fig. 71 sind zugleich die für den günstigsten Querschnitt, für den folgende Beziehungen gelten, wenn wiederum $\operatorname{ctg}\alpha = m$ gesetzt wird.

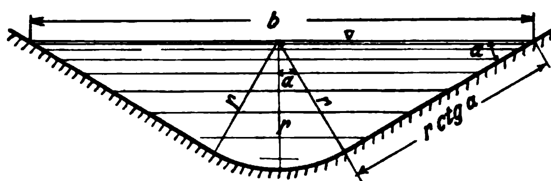


Fig. 71.

$$\left.\begin{aligned} F &= r^2(\alpha + m) \\ p &= 2r(\alpha + m) \end{aligned}\right\} R = \frac{F}{p} = \frac{r}{2}.$$

$$\frac{b}{r} = 2\sqrt{1+m^2}.$$

Zusammengehörige Werte der Querschnittform Fig. 71.

Böschung $\operatorname{ctg}\alpha = m =$	5,0	4,5	4,0	3,5	3,0	2,5	2,0	1,5	1,0	0,75	0,5
$\alpha + m = \frac{F}{r^2} =$	5,20	4,72	4,25	3,78	3,32	2,88	2,46	2,09	1,79	1,68	1,61
$2\sqrt{1+m^2} = \frac{b}{r} =$	10,20	9,22	8,25	7,28	6,32	5,38	4,47	3,60	2,82	2,50	2,24

Zahlenbeispiele.

I. Kreisförmige Querschnitte mit freiem Wasserspiegel.

1. Eine sekundliche Wassermenge von 0,80 cbm soll mit einem natürlichen Gefälle von $J = 0{,}001$ durch ein Eisenbetonrohr befördert werden. Wie groß ist der Rohrdurchmesser?

$$Q = 2{,}33 \cdot c\sqrt{r^5 J}$$
$$0{,}8 = 2{,}33 \cdot c\sqrt{r^5 \cdot 0{,}001}.$$

Zur ersten Einschätzung des Wertes c nehmen wir probeweise an

$$R = 0{,}57 \cdot r = 0{,}60 \text{ m}.$$

Dann ist für Klasse 2 nach Bazin

$$c = 72{,}1$$

und somit

$$r = \sqrt[5]{\frac{0{,}80^2}{2{,}33^2 \cdot 72{,}1^2 \cdot 0{,}001}} = 0{,}47 \text{ m}.$$

Daher

$$R = 0{,}57 \cdot 0{,}47 = 0{,}268 \text{ m}.$$

Nach der Tafel von Bazin wird nunmehr

$$c = 66{,}5,$$

also

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{2{,}33 \cdot 66{,}5}\right)^2 \cdot \frac{1}{0{,}001}} = 0{,}48 \text{ m}$$

und

$$R = 0{,}57 \cdot 0{,}48 = 0{,}274 \text{ m}.$$

Der zweite r-Wert ist daher der gesuchte, mithin der Rohrdurchmesser

$$d = 2r = 0{,}96 \text{ m} = 960 \text{ mm}.$$

Nun hat man derartige Berechnungen stets durch die Ermittlung der Wassergeschwindigkeit zu ergänzen, um festzustellen, ob letztere mit Rücksicht auf die Beschaffenheit der Wandungen erlaubt ist.

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}8}{3{,}08 \cdot r^2} = \frac{0{,}8}{3{,}08 \cdot 0{,}48^2} = \frac{0{,}8}{0\ 71} = 1{,}13 \text{ m}.$$

2. Wie groß müßte das Gefälle sein, wenn die gleiche Wassermenge wie vor durch ein Eisenbetonrohr vom halben Durchmesser des vorigen abgeführt werden sollte?

$$R = 0{,}57 \cdot r = 0{,}57 \cdot \frac{0{,}48}{2} = 0{,}14 \text{ m}.$$

Dem entspricht ein

$$c = 60{,}9.$$

Somit wird

$$0{,}8 = 2{,}33 \cdot 60{,}9 \cdot \sqrt{0{,}24^5 \cdot J}$$

und

$$J = 0{,}03992,$$

d. h.: ein Rohr vom halben Durchmesser würde das 40fache Gefälle zur Abführung der gleichen Wassermenge erfordern.

Die unter der Einwirkung dieses sehr großen Gefälles entstehende Geschwindigkeit würde aber betragen

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{Q}{3{,}08 \cdot r^2} = \frac{0{,}8}{3{,}08 \cdot 0{,}24^2} = 4{,}51 \text{ m}$$

und deshalb, da zu groß, nicht statthaft sein.

Würde man für Eisenbetonrohre als erlaubte Geschwindigkeit $v = 2{,}5$ m annehmen, dann würden sich folgende zusammengehörige Werte ergeben.

$$F = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}8}{2{,}5} = 0{,}32 = 3{,}08 \cdot r^2,$$

$$r = 0{,}32,$$

Rohrdurchmesser $d = 640$ mm.

$$R = 0{,}57 \cdot r = 0{,}18 \text{ m},$$

somit

$$c = 63{,}2$$

und

$$J = \left(\frac{0{,}8}{2{,}33 \cdot 63{,}2}\right)^2 \cdot \frac{1}{0{,}32^5} = 0{,}00880.$$

3. Wie groß muß der Durchmesser eines **halbkreisförmigen** Gerinnes aus Eisenbeton sein, das bei voller Füllung den Bedingungen des Beispiels zu 1. genügen soll?

$$Q = 1{,}11 \cdot c \sqrt{r^5 J}.$$

Mit einem ersten Schätzungswerte $c = 70$ wird

$$r = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}8}{1{,}11 \cdot 70}\right)^2 \cdot \frac{1}{0{,}001}} = 0{,}638 \text{ m}.$$

Dem entspricht ein

$$R = 0{,}319 \text{ m} \quad \text{und ein} \quad c = 67{,}8.$$

Eine Wiederholung der Rechnung mit diesem c-Werte ergibt

$$r = 0{,}647 \text{ m}.$$

Da auch einem $R = 0{,}323$ m ein $c = 67{,}8$ entspricht, so ist der zweite Wert für r der gesuchte. Mithin wird der Durchmesser

$$d = 2r = 1{,}294 \text{ m} = 1294 \text{ mm}$$

und

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}8}{1{,}57 \cdot 0{,}647^2} = \frac{0.8}{0{,}657} = 1{,}22 \text{ m}.$$

II. Trapezförmige Querschnitte.

$$Q = 0{,}80 \text{ cbm/Sek.}, \quad J = 0{,}001.$$

1. $m = \operatorname{ctg} \alpha = 0$: **Rechteckquerschnitt in Eisenbeton, Klasse 2 Bazin.**

$$v = c\sqrt{\frac{t}{2} \cdot J} = c\sqrt{\frac{t}{2} \cdot 0{,}001}$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}80}{2t^2}$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{c}\right)^2 \cdot \frac{2}{4 \cdot 0{,}001}}.$$

Erster Probewert
$$c = 60.$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{60}\right)^2 \cdot \frac{2}{4 \cdot 0{,}001}} = 0{,}616 \text{ m}$$

$$R = \frac{t}{2} = 0{,}308,$$

entsprechend einem
$$c = 67{,}6.$$

Die Wiederholung der Rechnung mit letzterem c ergibt

$$t = 0{,}59 \text{ m}, \quad R = 0{,}294 \text{ m}, \quad c = 67{,}0.$$

$$F = 2t^2 = 2 \cdot 0{,}59^2 = 0{,}70 \text{ qm}$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}8}{0{,}7} = 1{,}143 \text{ m}$$

$$b = 2 \cdot t = 1{,}18 \text{ m}.$$

2. $m = \operatorname{ctg} \alpha = 1$: Sohle in Erde, Böschungen in Bruchsteinpflaster, Klasse 3 Bazin.

$$v = c\sqrt{\frac{t}{2} \cdot J} = \frac{Q}{1{,}82\, t^2}$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{1{,}82 \cdot c}\right)^2 \cdot \frac{2}{0{,}001}}.$$

Erster Probewert
$$c = 50.$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}8}{1{,}82 \cdot 50}\right)^2 \cdot \frac{2}{0{,}001}} = 0{,}688 \text{ m}$$

$$R = 0{,}344 \text{ m},$$

entsprechend
$$c = 48{,}5.$$

Die Wiederholung der Rechnung mit letzterem c ergibt

$$t = 0{,}695 \text{ m}, \quad R = 0{,}348 \text{ m} \quad \text{und} \quad c = 48{,}8.$$

$$F = 1{,}82 \cdot t^2 = 1{,}82 \cdot 0{,}695^2 = 0{,}88 \text{ qm}$$

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{0{,}80}{0{,}88} = 0{,}91 \text{ m}.$$

Diese Geschwindigkeit ist mit Bezug auf die Sohle in Erde noch zulässig.

Ferner wird

die Wasserspiegelbreite $b = 2{,}82 \cdot t = 2{,}82 \cdot 0{,}695 = 1{,}96$ m,

die Sohlenbreite $s = 0{,}82 \cdot t = 0{,}82 \cdot 0{,}695 = 0{,}57$ m.

3. $m = \operatorname{ctg}\alpha = 2$: Graben in Erde, Klasse 4 Bazin.

$$v = c\sqrt{\frac{t}{2}\cdot J} = \frac{Q}{2{,}47\cdot t^2}$$

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{2{,}47\cdot c}\right)^2\cdot\frac{2}{0{,}001}}.$$

Mit einem ersten Probewert $c = 40$ ergibt sich

$$t = 0{,}66 \text{ m},\quad R = 0{,}333 \text{ m},\quad c = 35{,}1.$$

Mit $c = 35{,}1$ wird

$$t = 0{,}702 \text{ m},\quad R = 0{,}351 \text{ m},\quad c = 35{,}7.$$

Mit $c = 35{,}7$ wird

$$t = 0{,}697 \text{ m},\quad R = 0{,}349 \text{ m}.$$

$$F = 2{,}47\cdot t^2 = 2{,}47\cdot 0{,}697^2 = 1{,}20 \text{ qm},$$

$$v = \frac{0{,}80}{1{,}20} = 0{,}67 \text{ m},$$

$$b = 4{,}47\cdot t = 4{,}47\cdot 0{,}697 = 3{,}12 \text{ m},$$

$$s = 0{,}47\cdot t = 0{,}47\cdot 0{,}697 = 0{,}33 \text{ m}.$$

4. $m = \operatorname{ctg}\alpha = 3$: Graben in Erde, Klasse 4 Bazin.

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{0{,}80}{3{,}32\cdot c}\right)^2\cdot\frac{2}{0{,}001}}.$$

In der gleichen Weise wie vor ergeben sich:

$$t = 0{,}62,\quad R = 0{,}31,\quad c = 34{,}3;$$

ferner $F = 1{,}28$ qm, $v = 0{,}63$ m, $b = 3{,}92$ m, $s = 0{,}20$ m.

Zusammenstellung der Gerinneabmessungen für die Abführung von 0,8 cbm/Sek. bei einem natürlichen Gefälle $J = 0{,}001$. Günstigste Querschnitte.

Querschnittform	Wasser-querschnitt qm	Geschwin-digkeit m	Wasser-tiefe m	Spiegel-breite m	Sohlen-breite m	Durch-messer m	Bemerkungen
Kreis	0,71	1,13	0,91	0,76	—	0,96	Wandung in Eisenbeton.
Halbkreis	0,657	1,22	0,647	1,294	—	1,294	Wandung in Eisenbeton.
Rechteck	0,70	1,14	0,59	1,18	1,18	—	Wandung in Eisenbeton.
Trapez, Uferböschung 1:1	0,88	0,91	0,695	1,96	0,57	—	Böschungen gepflastert, Sohle in Erde.
» » 1:2	1,20	0,67	0,697	3,12	0,33	—	Ganz in Erde.
» » 1:3	1,28	0,63	0,62	3,92	0,20	—	Ganz in Erde.

Man wird bei Wasserleitungen mit freiem Wasserspiegel oder natürlichem Gefälle von geschlossenen Rohren oder Kanälen dann Gebrauch machen, wenn Wasserverluste durch Verdunstung vermieden und Verunreinigungen des Wassers ferngehalten werden sollen, wie z. B. bei Leitungen für Trinkwasserversorgungen. Bei Erdgräben verbieten häufig andere Rücksichten die Anwendung der günstigsten Querschnittform: so könnte bei großer Wasserspiegelbreite der vom Graben beanspruchte Geländestreifen oder der Verdunstungsverlust zu groß werden.

Wenn es auch keine festen und allgemein gültigen Beziehungen zwischen der an dem benetzten Umfange überhaupt nicht auftretenden mittleren Geschwindigkeit und der Widerstandsfähigkeit von Bodenarten usw. geben kann, so hat doch die Erfahrung gelehrt, daß Erdgräben folgenden Strömungsgeschwindigkeiten widerstehen können.

In leichtem Sandboden	0,70 m/Sek.
» mittlerem »	0,75 »
» Lehmboden	0,90 »
» Kies und festem Boden . . .	1,20 »

Wir werden übrigens an anderer Stelle auf diese sehr wichtige Frage näher eingehen.

§ 4. Ungleichförmige Bewegung.

Da die Voraussetzungen der sogenannten gleichförmigen Bewegung in natürlichen Wasserläufen nie erfüllt werden, so haben wir es, streng genommen, in diesen stets mit der ungleichförmigen Bewegung zu tun. In künstlichen Gerinnen tritt sie auf als Folge

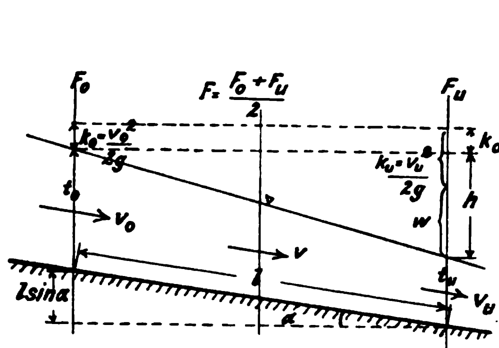


Fig. 72.

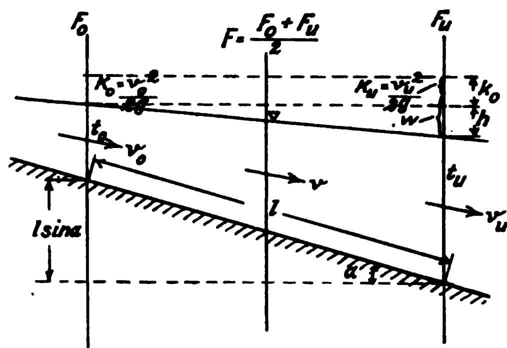


Fig. 73.

der künstlichen Veränderung, gewöhnlich Verengung eines Querschnittes behufs Aufstauung des Wasserspiegels. Wir haben sie bereits dahin gekennzeichnet, daß, wenn w die Größe der Bewegungswiderstände einer l Meter langen Flußstrecke mit dem absoluten Spiegelgefälle h bezeichnet,

$$w \gtreqless h$$

ist.

Für $w < h$, Fig. 72, haben wir beschleunigte,
» $w > h$, Fig. 73, verzögerte Bewegung.

Im ersteren Falle wird die dem fließenden Wasser auf der Strecke l verliehene Beschleunigung der Schwere durch die Bewegungswiderstände nur teilweise verzehrt, im letzteren Falle genügt die Beschleunigung nicht zur Überwindung der Bewegungswiderstände.

Wir gehen auch hier aus von der allgemeinen Beziehung

$$w = h + k_0 - k_u.$$

Ferner ist

$$h = t_0 + l \sin \alpha - t_u,$$

$$k_0 = \frac{v_0^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_0}\right)^2 \frac{1}{2g},$$

$$k_u = \frac{v_u^2}{2g} = \left(\frac{Q}{F_u}\right)^2 \frac{1}{2g}.$$

Somit ist
$$w = t_0 + l\sin\alpha - t_u + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2}\right).$$
$$= h + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2}\right).$$

Für eine **kurze** Strecke l mit der Wasserspiegelbreite b können wir aber genügend genau einen mittleren, unveränderlichen Querschnitt
$$F = \frac{F_0 + F_u}{2}$$
annehmen, also **gleichförmige** Bewegung voraussetzen, so daß für eine **kurze** Strecke gesetzt werden kann
$$w = h$$
und
$$v = \frac{v_0 + v_u}{2} = c\sqrt{\frac{F}{b}\frac{w}{l}}.$$
daraus
$$w = \frac{v^2}{c^2}l\frac{b}{F},$$
oder, da
$$v^2 = \frac{Q^2}{F^2},$$
$$w = \frac{1}{c^2}\frac{Q^2}{F^3}bl.$$

Durch Gleichsetzung der beiden w-Werte erhalten wir
$$h + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2}\right) = \frac{1}{c^2}\frac{Q^2}{F^3}bl.$$
$$h = \frac{1}{c^2}\frac{Q^2}{F^3}bl + \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right). \tag{16}$$

Für viele Teilstrecken mit den Teillängen l wird
$$h = Q^2\sum\frac{bl}{c^2F^3} + \frac{Q^2}{2g}\sum\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right). \tag{17}$$

Bei der **beschleunigten** Bewegung, Fig. 72, setzt sich der Verbrauch an absolutem Gefälle zusammen aus dem Wert $\frac{1}{c^2}\frac{Q^2}{F^3}bl$ zur Überwindung der der gleichförmigen Bewegung entsprechenden Bewegungswiderstände und dem Wert $\frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right)$ zur Erzeugung der Beschleunigung.

Bei der **verzögerten** Bewegung tritt ein Verlust an lebendiger Kraft ein, da der Überschuß an dieser durch die alsdann auftretenden **inneren** Bewegungen zum größten Teil aufgezehrt wird. Da es sich immer nur um Annäherungsrechnungen handelt, so kann deshalb bei der verzögerten Bewegung das dann negative Glied $\frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right)$ um so mehr vernachlässigt werden, als ein Teil der durch die Verzögerung der Wasserteilchen gewonnenen Arbeit, die an sich schon gering ist, durch vermehrte **innere** Bewegungen, Wirbelbildungen, wieder verzehrt wird.

Bei der beschleunigten Bewegung wird also ein größeres, bei der verzögerten Bewegung ein kleineres Gefälle verbraucht als bei der gleichförmigen Bewegung.

Es empfiehlt sich, nach dem Vorgange von Tolkmitt [27] behufs Vermeidung sehr kleiner Brüche die Gleichung (17) in folgender Form anzuwenden:

$$\left(\frac{100}{Q}\right)^2 h = \sum\left[\left(\frac{100}{c}\right)^2 \frac{bl}{F^3}\right] + \frac{1}{19{,}62}\sum\left[\left(\frac{100}{F_u}\right)^2 - \left(\frac{100}{F_0}\right)^2\right]. \qquad (18)$$

Zahlenbeispiele.

1. Eine 1 km lange, auf die Wasserspiegelbreite $b = 100$ m geregelte, in den Querschnitten aber unregelmäßige Flußstrecke habe ein Gefälle $h = 1{,}0$ m und die aus der folgenden Zusamenstellung ersichtlichen Verhältnisse. Gesucht werden die sekundliche Wassermenge und der Verlauf des Spiegelgefälles.

Querschnitt	Mittlere Tiefe t (m)	Querschnitt F (qm)	$\left(\frac{100}{F}\right)^2$
I	1,46	146	0,469
II	1,64	164	0,372
III	1,22	122	0,672
IV	1,68	168	0,354
V	1,32	132	0,574
VI	1,34	134	0,557
VII	1,40	140	0,510
VIII	1,80	180	0,309
IX	1,60	160	0,391
X	1,50	150	0,445
XI	1,72	172	0,338
$\Sigma =$			

$\frac{1}{2g}\left(\frac{100}{F}\right)^2$ Zuwachs	$\frac{1}{2g}\left(\frac{100}{F}\right)^2$ Abnahme	Teilstrecke	Länge d. Teilstrecke l (m)	Mittlere Tiefe t (m)	Querschnitt F (qm)	c	$\left(\frac{100}{c}\right)^2 \frac{bl}{F^3}$	Bemerkung
—	— 0,005	1	170	1,55	155	38	0,032	Die c-Werte sind nach den Formeln von Hermanek berechnet worden.
+ 0,015	—	2	80	1,43	143	37	0,020	
—	— 0,016	3	130	1,45	145	37	0,031	
+ 0,011	—	4	200	1,50	150	38	0,041	
—	— 0,001	5	60	1,33	133	35	0,021	
—	— 0,002	6	50	1,37	137	36	0,015	
—	— 0,010	7	90	1,60	160	38	0,015	
+ 0,004	—	8	120	1,70	170	39	0,016	
+ 0,003	—	9	60	1,55	155	38	0,011	
—	— 0,006	10	40	1,61	161	38	0,007	
+ 0,033	— 0,040		1000				0,209	
$\Sigma = -0{,}007$								

1. Ohne Berücksichtigung der bei der verzögerten Bewegung auftretenden Verluste an lebendiger Kraft ergibt sich

$$\left(\frac{100}{Q_1}\right)^2 \cdot 1{,}0 = 0{,}209 - 0{,}007 = 0{,}202$$

$$Q_1 = 222{,}5 \text{ cbm.}$$

2. Mit Berücksichtigung der bei der verzögerten Bewegung auftretenden Verluste an lebendiger Kraft ergibt sich

$$\left(\frac{100}{Q_2}\right)^2 \cdot 1{,}0 = 0{,}209 + 0{,}033 = 0{,}242$$

$$Q_2 = 203{,}3 \text{ cbm.}$$

Keiner dieser beiden Werte entspricht dem wirklichen Werte Q: Q_1 ist zu groß, Q_2 zu klein, es ist aber

$$(Q - Q_2) < (Q_1 - Q),$$

weshalb die weitere Rechnung mit dem genaueren Wert Q_2 bewirkt wird. Der Verlauf des Wasserspiegelgefälles ergibt sich nun durch die Berechnung des Gefälles einer jeden Teilstrecke für die gleichförmige Bewegung, indem man an den Stellen, an denen wegen der Querschnittabnahme flußabwärts eine Beschleunigung stattfinden muß, die dieser Beschleunigung entsprechende Geschwindigkeitshöhe hinzufügt.

Die Gefälle der einzelnen Teilstrecken berechnen sich wie folgt:

$$h_1 = \left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}032 = 0{,}\overset{\mathrm{m}}{1}32$$

$$h_2 = \left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}020 = 0{,}083$$

und in gleicher Weise

$h_3 = \ldots\ldots\ 0{,}128$
$h_4 = \ldots\ldots\ 0{,}169$
$h_5 = \ldots\ldots\ 0{,}087$
$h_6 = \ldots\ldots\ 0{,}062$
$h_7 = \ldots\ldots\ 0{,}062$
$h_8 = \ldots\ldots\ 0{,}066$
$h_9 = \ldots\ldots\ 0{,}045$
$h_{10} = \ldots\ldots\ 0{,}029$

$\Sigma = 0{,}863$

Da das Gesamtgefälle der gegebenen Flußstrecke 1,0 m beträgt, so fehlen noch

$$1{,}000 - 0{,}863 = 0{,}137 \text{ m},$$

die zur Beschleunigung des Wassers in den betreffenden Teilstrecken in folgenden Anteilen verwendet werden.

In der Teilstrecke 2 : $\left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}015 = 0{,}\overset{\mathrm{m}}{0}62$

» » » 4 : $\left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}011 = 0{,}046$

» » » 8 : $\left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}004 = 0{,}017$

» » » 9 : $\left(\frac{203{,}3}{100}\right)^2 \cdot 0{,}003 = 0{,}012$

$\Sigma = 0{,}137$

Fig. 74 zeigt den Verlauf der ermittelten Gefällelinie und den Längenschnitt der Flußstrecke.

2. In einem rechteckigen in Bruchsteinmauerwerk hergestellten 2 m breiten Kanal soll eine sekundliche Wassermenge von 1 cbm abgeführt werden. Das Wasser soll mit 0,6 m Tiefe am Anfang des Kanals eintreten. In welchen Abständen von der Eintrittstelle beträgt die Wassertiefe noch 0,55 m, 0,50 m, 0,45 m, 0,40 m, 0,35 m und 0,30 m, und zwar a) bei wagerechter, b) bei unter 1 : 2000 ansteigender, c) bei unter 1 : 2000 fallender Kanalsohle?

Wir setzen in die Gleichung (16) für h den Wert

$$h = t_0 + l \sin \alpha - t_u$$

ein und erhalten dadurch, indem wir anstatt der Spiegelbreite b den benetzten Umfang p einführen, und, wegen der Kleinheit des Winkels α, setzen $\sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha = J$

$$l = \frac{(t_u - t_0) - \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{F_0^2} - \frac{1}{F_u^2}\right)}{J - \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}} \tag{19}$$

$$l = \frac{t_0 - t_u - \left(\frac{1}{F_u^2} - \frac{1}{F_0^2}\right)\frac{Q^2}{2g}}{\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - J}$$

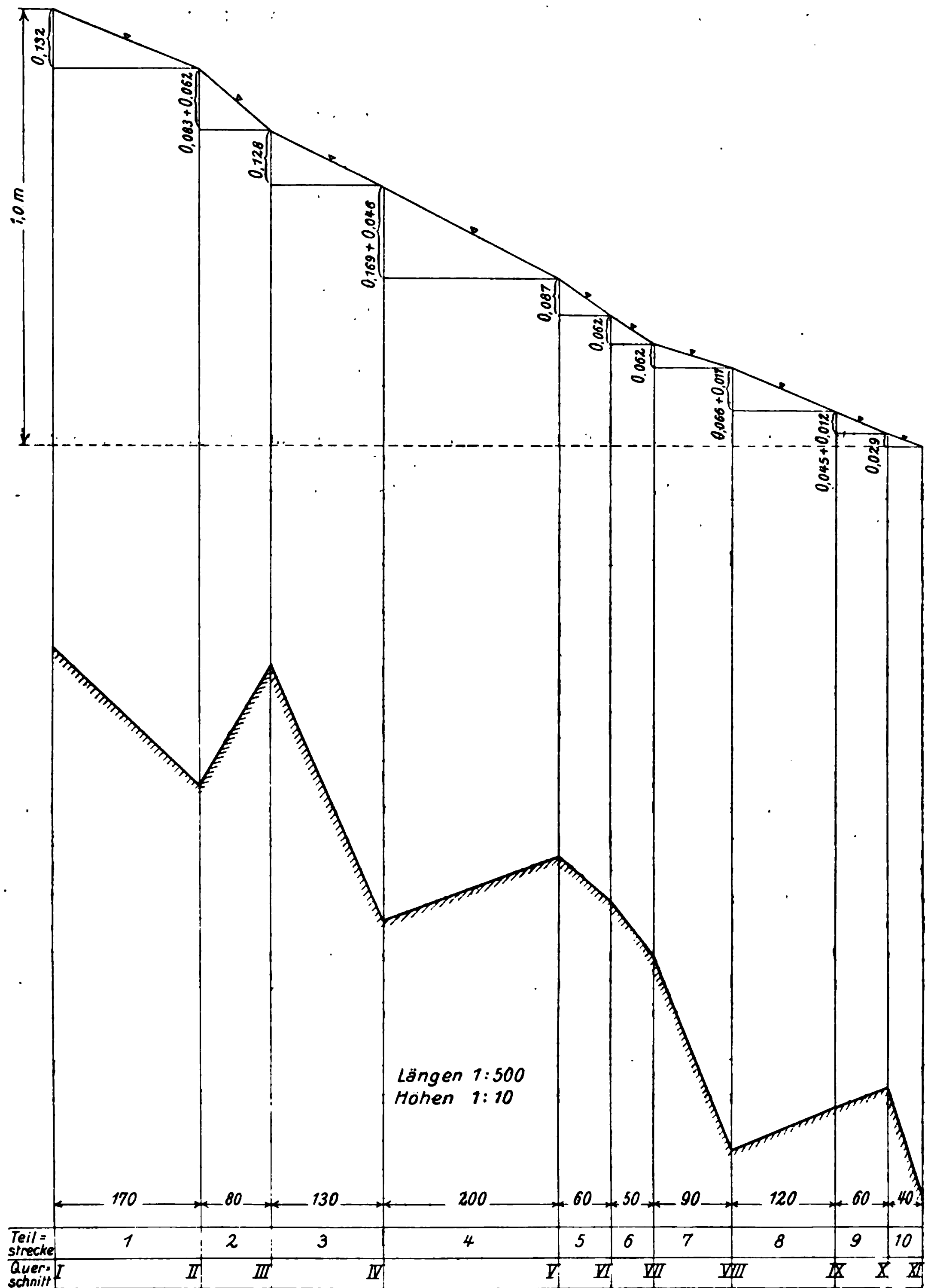

1,0 m
0,132
0,083+0,062
0,128
0,169+0,046
0,087
0,062
0,062
0,066+0,011
0,045+0,012
0,029
Längen 1:500
Höhen 1:10
170
80
130
200
60
50
90
120
60
40
Teil-strecke
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
Quer-schnitt
I
II
III
IV
V
VI
VII
VIII
IX
X
XI

Fig. 74.

und mit den Bezeichnungen der Fig. 75, für eine **kurze** Strecke von der Länge $\varDelta x$ gültig,

$$\varDelta x = \frac{\varDelta z - \left(\frac{F_0 - F_u}{F^3}\right)\frac{Q^2}{g}}{\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - J} \tag{20}$$

Wir benutzen diese **Gleichung der Senkungskurve** zur Lösung unserer Aufgabe.

Strecke	$\varDelta z$ m	F_0 qm	F_u qm	$F_0 - F_u$ qm	F qm	F^3	$\frac{F_0 - F_u}{F^3}$	$\frac{Q^2}{g}$	p m	$R = \frac{F}{p}$ m	c[1]	$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}$	$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} + J$	$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - J$
$\varDelta x_1$	0,05	1,2	1,1	0,1	1,15	1,52	0,066	0,102	3,15	0,37	50	0,00083	0,00133	0,00033
$\varDelta x_2$	0,05	1,1	1,0	0,1	1,05	1,16	0,086	0,102	3,05	0,34	49	0,00110	0,00160	0,00060
$\varDelta x_3$	0,05	1,0	0,9	0,1	0,95	0,86	0,116	0,102	2,95	0,32	48	0,00149	0,00199	0,00099
$\varDelta x_4$	0,05	0,9	0,8	0,1	0,85	0,61	0,164	0,102	2,85	0,30	47	0,00212	0,00262	0,00162
$\varDelta x_5$	0,05	0,8	0,7	0,1	0,75	0,42	0,238	0,102	2,75	0,27	46	0,00309	0,00359	0,00259
$\varDelta x_6$	0,05	0,7	0,6	0,1	0,65	0,27	0,370	0,102	2,65	0,25	45	0,00485	0,00535	0,00435

In der vorstehenden Tafel sind die zur Berechnung der $\varDelta x$ nach Gl. (20) erforderlichen Werte zusammengestellt. Die drittletzte Spalte enthält die Nennerwerte für $J = 0$ (wagerechte Sohle), die vorletzte die für $J = -0{,}0005$ (ansteigende Sohle), die letzte die für $J = +0{,}0005$ (fallende Sohle).

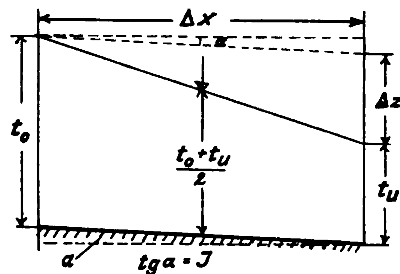


Fig. 75.

Mit Hilfe der Tafel sind nun aus Gl. (20) die folgenden Werte $\varDelta x$ berechnet worden.

Kanalsohle	J	$\varDelta x_1$ m	$\varDelta x_2$ m	$\varDelta x_3$ m	$\varDelta x_4$ m	$\varDelta x_5$ m	$\varDelta x_6$ m	$\Sigma(\varDelta x$ m
wagerecht	0	52,7	37,7	25,6	15,7	8,3	2,5	142,5
ansteigend	− 0,0005	32,9	25,8	19,2	12,7	7,2	2,3	100,1
fallend	+ 0,0005	132,5	68,7	39,5	20,5	9,9	2,8	273,9

Diese Ergebnisse sind in Fig. 76, a bis c zeichnerisch aufgetragen.

Der Verlauf der Wasserspiegellinien läßt erkennen, daß in allen drei Fällen die Länge der Kanalstrecke mit stetig verlaufender Gefällelinie eine begrenzte ist; sie ist am größten für $J > 0$ und am kleinsten für $J < 0$.

Würde die Sohle bei der Wassertiefe 0,30 m nicht stufenförmig abfallen, wie in den Fig. 76, a bis c, angenommen ist, sondern weiter stetig verlaufen, dann würde, wie weiter unten dargelegt werden wird, ein **Wassersprung** entstehen bei der Tiefe

$$t < \frac{v^2}{g},$$

oder, da

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{1{,}0}{2 \cdot t},$$

[1]) Die Werte c sind nach Bazin, Kl. 3, berechnet.

bei
$$t < \frac{1}{9,81} \cdot \frac{1}{4\,t^2}$$

. h. be
$$t < 0,294 \text{ m}.$$

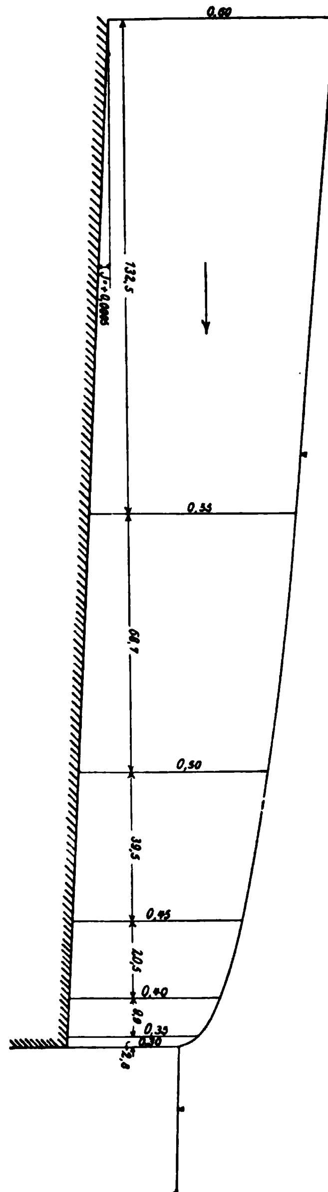
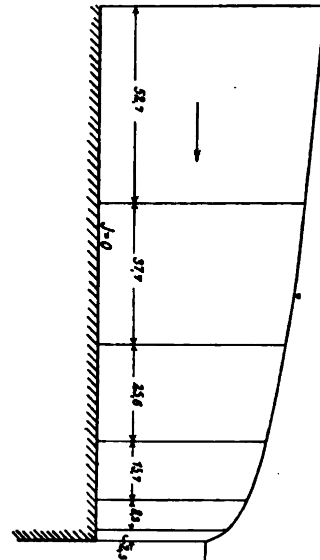


Fig. 76c.


Fig. 76a.

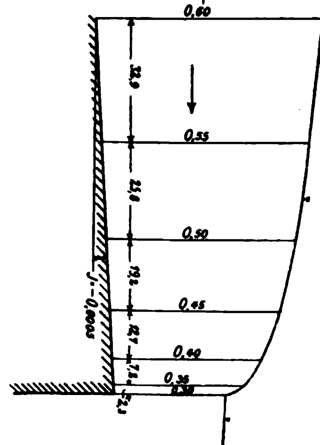


Fig. 76b.

Die Linie des Wasserspiegelgefälles hat also nur bis zu dieser Tiefe einen regelmäßigen Verlauf. Abwärts dieser Tiefe müssen daher sowohl

$$\Delta x = \frac{\Delta x - \left(\frac{F_0 - F_u}{F^3}\right)\frac{Q^2}{g}}{\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} - J}$$

als auch Δx gleich Null werden.

Das ist der Fall für

$$\Delta z = \left(\frac{F_0 - F_u}{F^3}\right)\frac{Q^2}{g} \quad \text{und für } t = 0{,}294 \text{ m},$$

denn dann wird

$$F_0 = 0{,}588 \text{ qm}; \quad F_u = (0{,}294 - \Delta z)\cdot 2; \quad F = 0{,}588 - \Delta z.$$

$$\Delta z = \frac{0{,}588 - 0{,}588 + 2\cdot\Delta z}{(0{,}588 - \Delta z)^3}\cdot\frac{1}{9{,}81}.$$

Daraus

$$\Delta z = 0{,}588 - \sqrt[3]{\frac{1}{9{,}81}} = 0.$$

3. **Wie groß müßte die Eintritthöhe t des Wassers in den Kanal mit fallender Sohle ($J = +0{,}0005$) sein, wenn der Durchfluß mit gleichförmiger Geschwindigkeit erfolgen sollte?**

Da für $b = 2$ m

$$R = \frac{F}{p} = \frac{bt}{b + 2t} = \frac{t}{1 + t} \text{ ist,}$$

so wird

$$Q = Fv = btc\sqrt{\frac{t}{1+t}J}$$

$$1{,}0 = 2\cdot tc\sqrt{\frac{t}{1+t}\cdot 0{,}0005}\,.$$

Da zwei Unbekannte vorkommen, so nehmen wir **probeweise** für die eine Unbekannte t an:

1) $t = 0{,}7$ $\quad R = \frac{0{,}7}{1+0{,}7} = 0{,}41$ m; $\quad c = 51.$

Daraus ergibt sich

$$1{,}0 = 1{,}022.$$

2) Für $t = 0{,}68$ m wird: $1{,}0 = 0{,}987.$

3) Durch Einmittlung ergibt sich nunmehr die gesuchte Eintritthöhe, die wegen der gleichförmigen Bewegung auch gleich der konstanten Wassertiefe im Kanal ist,

$$t = 0{,}687 \text{ m}.$$

4. **Nun bilde dieser Kanal den offenen Abfluß aus einem großen Speisebecken, dessen Wasserspiegel durch stetigen Zufluß von sekundlich 1,0 cbm auf gleichbleibender Höhe erhalten werde.**

Wie tief ist die obere Einlaßschwelle, Fig. 77, a bis c, anzulegen?

Bei dem Übergange aus dem Becken in den Kanal muß sowohl der durch die Ablenkung der Wasserfäden hervorgerufene **Eintrittswiderstand** überwunden, als auch das Wasser von der kleineren Geschwindigkeit v_0 auf die größere v beschleunigt werden. Dazu ist der Druck einer Wassersäule erforderlich, deren Höhe $T - t$ sich aus der Bedingung ergibt

$$T - t = \zeta_0\frac{v^2}{2g} + \left(\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}\right) \tag{21}$$

ζ_0 kann auf Grund von Versuchen gleich etwa 0,32 angenommen werden. Ist, was meistens der Fall, v_0 sehr klein gegenüber v, so darf das letzte Glied in der Klammer vernachlässigt werden, woraus

$$T - t = 1{,}32 \frac{v^2}{2g} \cdot \tag{22}$$

Da

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{1{,}0}{2 \cdot 0{,}687} = 0{,}728 \text{ m und } t = 0{,}687 \text{ m},$$

so wird

$$T = 1{,}32 \cdot \frac{0{,}728^2}{2 \cdot 9{,}81} + 0{,}687 = 0{,}723 \text{ m}.$$

Die anfänglich ungleichförmige Bewegung des Wassers wird, wie die Beobachtung zeigt, sehr bald hinter dem Übersturze eine gleichförmige, vgl. Fig. 77a.

Es sei schließlich noch die Gleichung (20) auf das folgende Zahlenbeispiel nach [26] angewendet.

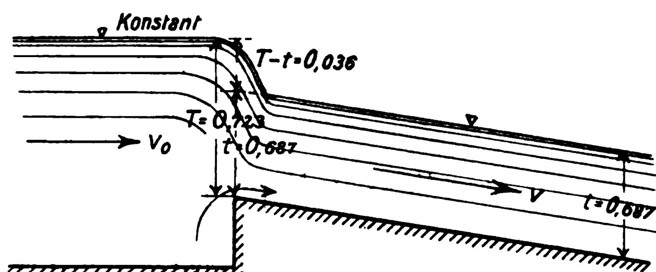


Fig. 77a.

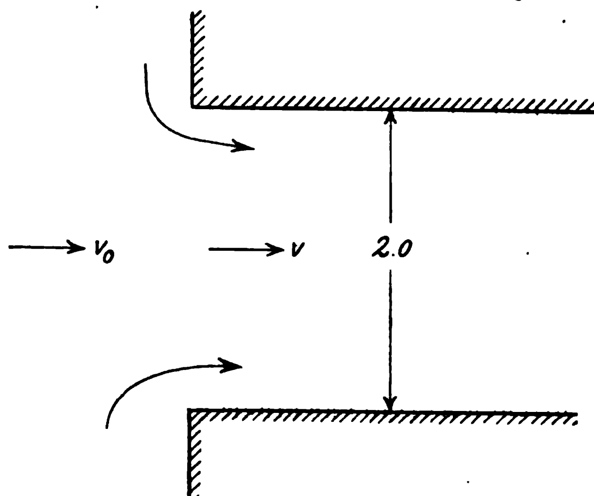


Fig. 77b.

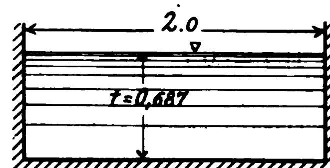


Fig. 77c.

5. Der 4 km lange Seitenkanal eines Flusses hat eine wagerechte, 16 m breite Sohle und Böschungen in der Neigung 1:3. Bei Hochwasser dient der Kanal als Vorfluter. Sein Wasserstand wird dabei an der Auslaßschleuße auf 1,5 m über Sohlenhöhe gehalten. Wieviel Wasser führt der Seitenkanal ab, wenn sein Wasserstand bei der Abzweigung vom Flusse 2,7 m ist?

Da $J = 0$ ist, so ergibt sich aus Gl. (20)

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta z}{\frac{1}{F^3}\left(\frac{p \cdot \Delta x}{c^2} + \frac{F_0 - F_u}{g}\right)}} \cdot$$

Hierin sind:

$$\Delta z = 2{,}7 - 1{,}5 = 1{,}2 \text{ m}$$
$$\Delta x = 4000 \text{ m}$$
$$F_0 = 65{,}07 \text{ qm}; \quad F_u = 30{,}75 \text{ qm}; \quad F_0 - F_u = 34{,}32 \text{ qm}$$
$$F = \frac{65{,}07 + 30{,}75}{2} = 47{,}91 \text{ qm}$$
$$p_0 = 16{,}0 + 2 \cdot 8{,}54 = 33{,}08 \text{ m}$$
$$p_u = 16{,}0 + 2 \cdot 4{,}74 = 25{,}50 \text{ m}$$
$$p = \frac{33{,}08 + 25{,}50}{2} = 29{,}29 \text{ m}.$$

Daraus mit $c = 46$
$$Q = 47{,}30 \text{ cbm}.$$

An der angegebenen Stelle ist für den Ersatzparabelquerschnitt gefunden
$$Q = 48{,}66 \text{ cbm}.$$

§ 5. Staukurven.

Wird in einem Wasserlaufe irgend ein Querschnitt A, Fig. 78, durch einen Einbau E verkleinert, dann hat diese Verkleinerung eine Vermehrung der Widerstände zur Folge, die das strömende Wasser zu überwinden hat. Sie muß daher einen Aufstau des Wassers in einer solchen Höhe bewirken, daß eine der Widerstandsvermehrung entsprechende Vergrößerung der Geschwindigkeit in dem verkleinerten Querschnitte erzeugt wird. Die Abflußquerschnitte werden im Bereiche des Aufstaues bis unmittelbar vor dem Staukörper flußabwärts größer, die mittlere Geschwindigkeit somit kleiner, so daß im Staubereich in regelmäßigen Flußstrecken verzögerte Bewegung vorhanden ist. Wir dürfen deshalb in der allgemeinen Gleichung (19) das zweite Glied im Zähler vernachlässigen und für eine kurze Staustrecke l setzen

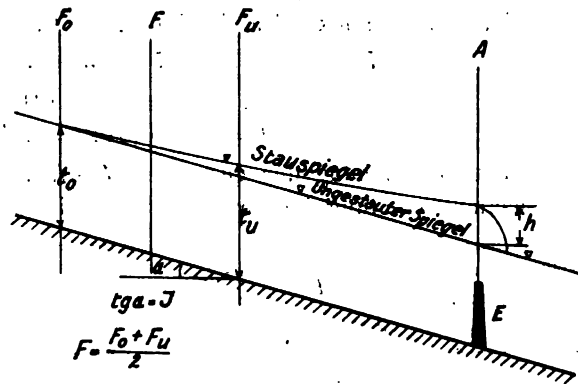


Fig. 78.

$$l = \frac{t_u - t_0}{J - \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}},$$

oder mit den Bezeichnungen der Fig. 79

$$\Delta x = \frac{\Delta z}{J - \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}} \tag{23}$$

$$\Delta y = \Delta x \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}. \tag{24}$$

Diese Vernachlässigung hat, wie aus den vorigen Darlegungen hervorgeht, zur Folge, daß sowohl Δx als auch Δy etwas zu groß ausfallen; man ist also sicher, daß diese mit den vorstehenden Formeln berechneten Werte in Wirklichkeit keinenfalls überschritten werden.

Benutzt man für die Berechnung von c eine die mittlere Tiefe enthaltende Geschwindigkeitsformel, dann hat man anstatt des benetzten Umfanges p die Wasserspiegelbreite b in vorstehende Gleichungen einzusetzen.

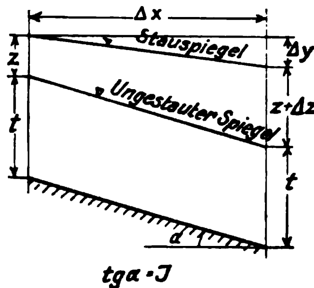


Fig. 79.

Welche der beiden Gleichungen man anzuwenden hat, hängt von der Art der gestellten Aufgabe ab. Entweder ist erstens die **Stauhöhe** h (Fig. 78) gegeben: dann werden die Orte oberhalb des Querschnittes A gesucht, an denen die Aufstaue noch $h - n \cdot \Delta z$ betragen.

Oder man soll zweitens die Stauhöhen z an gegebenen Orten oberhalb A bestimmen. Und endlich drittens: man soll die Stauhöhe h bestimmen, die an einem gegebenen Ort oberhalb A einen gegebenen Stau z hervorbringt.

Erstes Zahlenbeispiel.

In einem 100 m breiten und im Mittel 1,0 m tiefen Fluß, dessen Ufer oberhalb des ungestauten Wasserspiegels unter 1 : 5 geböscht sind und dessen Gefälle 0,0004 beträgt, soll durch ein Wehr das Wasser um 1,2 m aufgestaut werden.

Wo beträgt der Aufstau noch 1,0, 0,8, 0,6, 0,4, 0,2, 0,1, 0,02 und 0,0004 m?

Nach Hermanek (13a) ist im **ungestauten** Fluß

$$v = 30{,}7 \cdot \sqrt{t}\,\sqrt{tJ} = 30{,}7 \cdot t\sqrt{J} = 30{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot \sqrt{0{,}0004} = 0{,}614 \text{ m},$$

und, da $F = 100 \cdot 1{,}0 = 100$ qm ist,

$$Q = 100 \cdot 0{,}614 = 61{,}4 = \sim 61 \text{ cbm}.$$

Die Bestimmung der gesuchten Δx-Werte mit Hilfe der Gl. (23) geht aus folgender Zusammenstellung hervor, die ohne weiteres verständlich sein wird.

Stauquerschnitt Nr.	Stauhöhe h bzw. z m	b m	F qm	Teilstrecke Nr.	Δz m	b m	F qm	$t = \frac{F}{b}$ m	c Hermanek	$\left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{b}{F^3}$	$J - \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{b}{F^3}$	Δx m
I	1,2	112,0	227,2									
				1	0,2	111,0	216,1	1,95	40,2	0,000 025	0,000 38	**526**
II	1,0	110,0	205,0									
				2	0,2	109,0	194,1	1,78	39,3	0,000 036	0,000 36	**556**
III	0,8	108,0	183,2									
				3	0,2	107,0	172,5	1,61	38,3	0,000 053	0,000 35	**571**
IV	0,6	106,0	161,8									
				4	0,2	105,0	151,3	1,44	36,8	0,000 083	0,000 32	**625**
V	0,4	104,0	140,8									
				5	0,2	103,0	130,5	1,27	34,6	0,000 144	0,000 26	**769**
VI	0,2	102,0	120,2									
				6	0,1	101,5	115,1	1,13	32,6	0,000 233	0,000 17	**588**
VII	0,1	101,0	110,1									
				7	0,08	100,6	106,0	1,05	31,5	0,000 317	0,000 083	**964**
VIII	0,02	100,2	102,0									
				8	0,0196	100,1	101,0	1,01	30,9	0,000 379	0,000 021	**933**
IX	0,0004	100,0	100,0									
												$\Sigma = 5532$

Vorstehende Ergebnisse sind in Fig. 80 zeichnerisch aufgetragen.

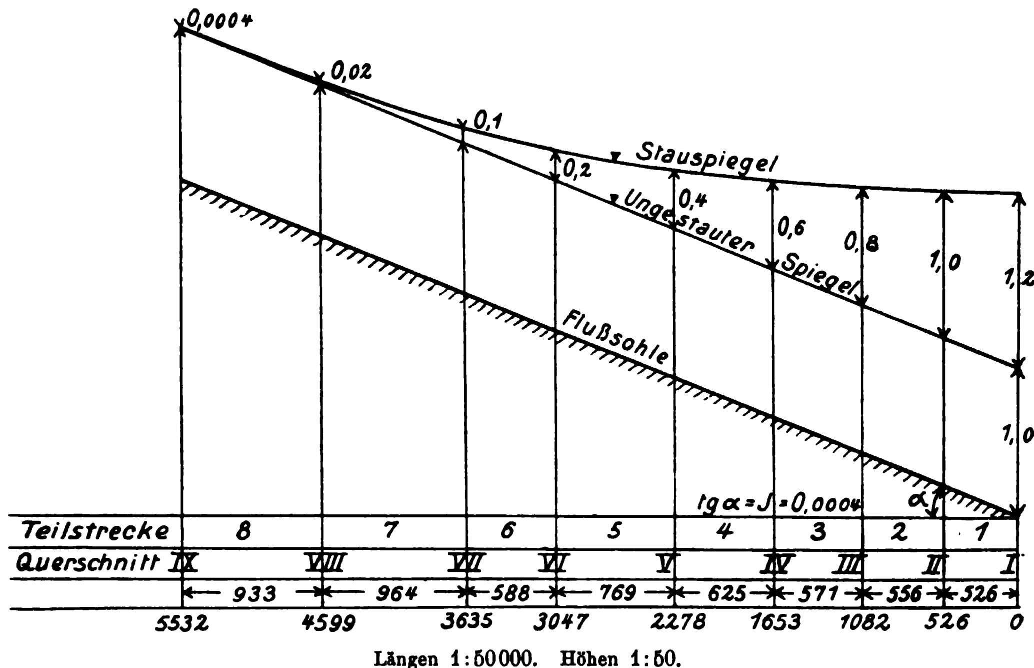
Würde man das zweite Glied in Gl. (19) berücksichtigen, dann würde die Stauhöhe 1,0 m in 524 m Abstand vom Wehre anstatt in einem solchen von 526 m gefunden werden usw.

Die Stauhöhe beträgt also im Abstande 5532 m oberhalb des Wehres noch 0,4 Millimeter. Bis dahin wird der Aufstau sich praktisch nicht mehr bemerkbar

machen, so daß die **praktische Stauweite** höchstens etwa 5500 m beträgt. **Theoretisch** verschwindet der Stau dort, wo der Stauspiegel in den ursprünglichen, ungestauten Wasserspiegel übergeht, wo deshalb wieder gleichförmige Bewegung herrscht, d. h. wo

$$J = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3} \text{ ist, oder für } \varDelta x = \infty.$$

Die theoretische Stauweite würde daher unendlich groß sein, während in Wirklichkeit die Stauweite eine endlich begrenzte Länge ist.



Längen 1:50000. Höhen 1:50.

Fig. 80.

Zweites Zahlenbeispiel.

Wie groß ist im vorigen Beispiele die Stauhöhe 4000 m oberhalb des Wehres?

$$z_{4000} = \frac{(z_{\text{VII}} - z_{\text{VIII}})\,(\Sigma \varDelta x_7^1 - 4000)}{\varDelta x_7} + z_{\text{VIII}}$$

$$= \frac{(0{,}1 - 0{,}02)\,(4599 - 4000)}{964} + 0{,}02 = 0{,}0697 \text{ m}.$$

Die gesuchte Stauhöhe beträgt also rund 7 cm!

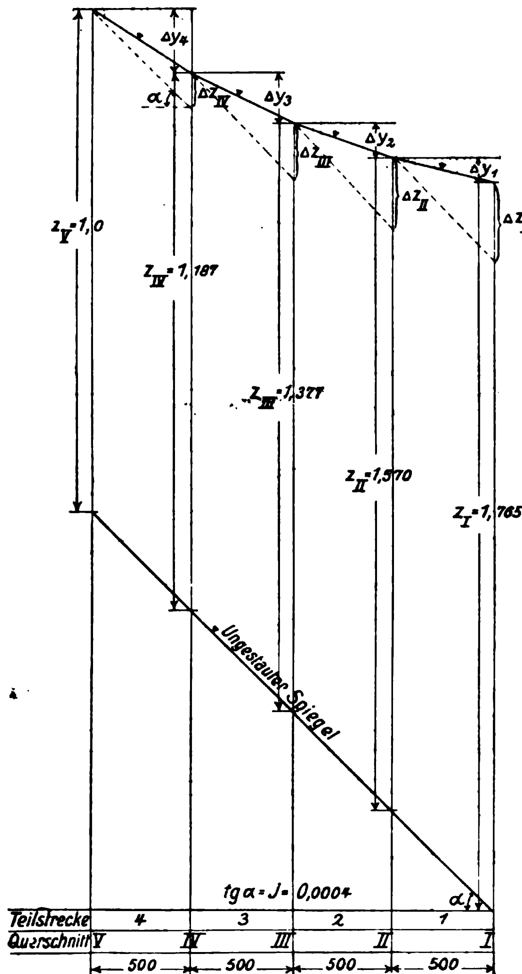
Drittes Zahlenbeispiel.

In dem Flusse der beiden vorigen Beispiele soll 2000 m oberhalb des Wehres ein Stau von 1,0 m hervorgebracht werden. Wie groß muß die Stauhöhe am Wehre sein?

Nach Gl. (24) ist

$$\varDelta y = \varDelta x \cdot \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{b}{F^3}.$$

Wir zerlegen die Strecke, Fig. 81, in vier Teilstrecken von je 500 m Länge und berechnen mit Hilfe vorstehender Gleichung die den einzelnen Strecken zukommenden Gefälle $\varDelta y$, beginnen aber, umgekehrt wie in den vorigen Beispielen, mit der obersten Teilstrecke.



Längen 1:25000. Höhen 1:10.

Fig. 81.

Vierte Teilstrecke.

$Q = 61{,}0$ cbm, $\quad \varDelta x_4 = 500$ m,

ferner zunächst angenähert

$b_4 = 110$ m, $\quad F_4 = 100 + 105 = 205$ qm,

$$t_4 = \frac{205}{110} = 1{,}86 \text{ m},$$

sowie

$$c_{4\,\text{Hermanek}} = 34 \cdot \sqrt[4]{1{,}86} = 39{,}7 = \sim 40.$$

Erste Lösung:

$$\varDelta y_4 = 500 \cdot \left(\frac{61}{40}\right)^2 \cdot \frac{110}{205^3} = 0{,}015 \text{ m}.$$

Nunmehr genauer

$$\varDelta z_{\text{IV}} = \varDelta x_4 J - \varDelta y_4$$
$$= 500 \cdot 0{,}0004 - 0{,}015 = 0{,}185 \text{ m},$$
$$z_{\text{IV}} = 1{,}185 \text{ m}, \quad b_4 = 110{,}9 \text{ m},$$
$$F_4 = 215{,}0 \text{ qm}, \quad t_4 = 1{,}94 \text{ m}, \quad c_4 = 40.$$

Somit

$$\varDelta y_4 = 500 \cdot \left(\frac{61}{40}\right)^2 \cdot \frac{110{,}9}{215^3} = 0{,}013 \text{ m},$$
$$\varDelta z_{\text{IV}} = 0{,}2 - 0{,}013 = 0{,}187 \text{ m},$$
$$z_{\text{IV}} = 1{,}187 \text{ m}.$$

Dritte Teilstrecke.

In der gleichen Weise erhalten wir nach einer ersten Proberechnung mit den zuletzt gefundenen Werten

$F_3 = 225{,}7$ qm, $\quad b_3 = 111{,}87$ m, $\quad t_3 = 2{,}02$ m, $\quad c_3 = 40{,}5,$

$\varDelta y_3 = 0{,}011$ m, $\quad \varDelta z_{\text{III}} = 0{,}189$ m, $\quad z_{\text{III}} = z_{\text{IV}} + \varDelta z_{\text{III}} = 1{,}376$ m.

Und nach wiederholter Rechnung

$F_3 = 236{,}4$ qm, $\quad b_3 = 112{,}82$ m, $\quad t_3 = 2{,}10$ m, $\quad c_3 = 40{,}9,$

$\varDelta y_3 = 0{,}010$ m, $\quad \varDelta z_{\text{III}} = 0{,}190$ m, $\quad z_{\text{III}} = 1{,}377$ m.

Zweite Teilstrecke.

Werte der ersten Proberechnung:

$F_2 = 247{,}18$ qm, $\quad b_2 = 113{,}77$ m, $\quad t_2 = 2{,}17$ m, $\quad c_2 = 41{,}3,$

$\varDelta y_2 = 0{,}008$ m, $\quad \varDelta z_{\text{II}} = 0{,}192$ m, $\quad z_{\text{II}} = 1{,}569$ m.

Werte der wiederholten Rechnung:

$F_2 = 258{,}3$ qm, $\quad b_2 = 114{,}73$ m, $\quad t_2 = 2{,}25$ m, $\quad c_2 = 41{,}7,$

$\varDelta y_2 = 0{,}007$ m, $\quad \varDelta z_{\text{II}} = 0{,}193$ m, $\quad z_{\text{II}} = 1{,}570$ m.

Erste Teilstrecke.

Werte der ersten Rechnung:

$F_1 = 269{,}3$ qm, $b_1 = 115{,}71$ m, $t_1 = 2{,}33$ m, $c_1 = 42{,}0$,
$\varDelta y_1 = 0{,}006$ m, $\varDelta z_{\rm I} = 0{,}194$ m, $z_{\rm I} = 1{,}764$.

Werte der wiederholten Rechnung:

$F_1 = 280{,}6$ qm, $b_1 = 116{,}67$ m, $t_1 = 2{,}41$ m, $c_1 = 42{,}3$,
$\varDelta y_1 = 0{,}005$ m, $\varDelta z_{\rm II} = 0{,}195$ m, $z_{\rm I} = 1{,}765 \text{ m} = h$.

Die gesuchte Stauhöhe h ergibt sich auch aus

$$h = z_{\rm V} + 2000 \cdot J - \Sigma(\varDelta y) = 1{,}0 + 2000 \cdot 0{,}0004 - 0{,}035 = 1{,}765 \text{ m}.$$

Viertes Zahlenbeispiel.

Im Querschnitt XI der im Beispiel der Fig. 74 behandelten Flußstrecke soll das Wasser um 0,5 m aufgestaut werden. Es sind die Stauhöhen in den Querschnitten X, IX, VIII usw. zu bestimmen.

Mit den Bezeichnungen der Fig. 82 ist genügend genau die mittlere Wassertiefe

der zehnten Teilstrecke: $T_{10} = t_{10} + z_{\rm XI}$
» neunten » $T_9 = t_9 + z_{\rm X}$ usw.

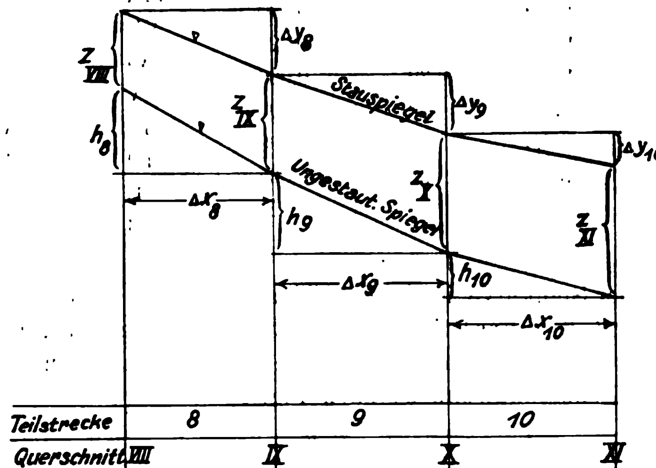


Fig. 82.

Die Stauhöhen in den Querschnitten betragen

$z_{\rm XI} = 0{,}5$ m,
$z_{\rm X} = z_{\rm XI} + \varDelta y_{10} - h_{10}$,
$z_{\rm IX} = z_{\rm XI} + \varDelta y_{10} + \varDelta y_9 - (h_{10} + h_9) = z_{\rm XI} + \Sigma(\varDelta y)_{10}^{9} - \Sigma(h)_{10}^{9}$,
$z_{\rm VIII} = z_{\rm XI} + \Sigma(\varDelta y)_{10}^{8} - \Sigma(h)_{10}^{8}$, usw.

Ferner ist

$$\varDelta y_{10} = \varDelta x_{10} \left(\frac{Q}{c_{10}}\right)^2 \cdot \frac{b}{F_{10}^3}, \quad \text{usw.}$$

Für die zehnte Teilstrecke wird somit, da $\varDelta x_{10} = 40{,}0$ m, $Q = 203{,}3$ cbm und $b = 100$ m,

$T_{10} = 1{,}61 + 0{,}50 = 2{,}11$ m, $F_{10} = 211{,}0$ qm, $c_{10} = \sim 41$,

$$\varDelta y_{10} = 40 \cdot \left(\frac{203{,}3}{41}\right)^2 \cdot \frac{100}{211^3} = 0{,}010 \text{ m}.$$

Für die neunte Teilstrecke wird

$$z_x = 0{,}5 + 0{,}01 - 0{,}029 = 0{,}481 \text{ m},$$

ferner

$$T_9 = 1{,}55 + 0{,}481 = 2{,}031 \text{ m}, \quad F_9 = 203{,}1 \text{ qm}, \quad c_9 = \sim 41, \quad \varDelta x_9 = 60$$

und

$$\varDelta y_9 = 60 \cdot \left(\frac{203{,}3}{41}\right)^2 \cdot \frac{100}{203{,}1^3} = 0{,}0176 \text{ m} = 0{,}018 \text{ m}.$$

Diese und die in gleicher Weise berechneten Werte für die folgenden Teilstrecken sind hierunter zusammengestellt.

Der Teilstrecken Nr.	T m	F qm	c	$\varDelta y$ m	Querschnitt Nr.	Stauhöhe z m	Abstand vom Wehre m
					XI	0,500	0
10	2,110	211,0	41	0,010	X	0,481	40
9	2,031	203,1	41	0,018	IX	0,442	100
8	2,142	214,2	41	0,030	VIII	0,389	220
7	1,989	198,9	40	0,030	VII	0,357	310
6	1,727	172,7	39	0,026	VI	0,321	360
5	1,651	165,1	39	0,036	V	0,270	420
4	1,770	177,0	39	0,098	IV	0,154	620
3	1,604	160,4	38	0,090	III	0,116	750
2	1,546	154,6	38	0,062	II	0,033	830
1	1,583	158,3	38	0,123	I	0,024	1000

Der Verlauf der Staukurve ist in Fig. 83 aufgetragen. — Unsere Zahlenbeispiele lassen erkennen, daß die praktische Stauweite genügend genau gleich der doppelten hydrostatischen Stauweite gesetzt werden kann.

Die hydrostatische Stauweite ist nach Fig. 84

$$\frac{l}{2} = \frac{h}{J}$$

und somit die praktische Stauweite

$$l = \sim \frac{2h}{J}. \tag{25}$$

Diese Bedingung wird geometrisch erfüllt, wenn die Staukurve eine quadratische Parabel mit lotrechter Abszissenachse und der ungestaute Wasserspiegel Tangente an die Parabel ist.

Die Anwendung der Gl. (25) setzt allerdings einen geradlinigen Verlauf der Gefällelinie des ungestauten Wasserspiegels voraus: wo es sich um ungleichförmige Bewegung im ungestauten Flusse handelt, wie im letzten Beispiele, muß man für die unregelmäßige Gefällelinie die gerade Ausgleichungslinie einführen. Im letzten Beispiele würde dann werden

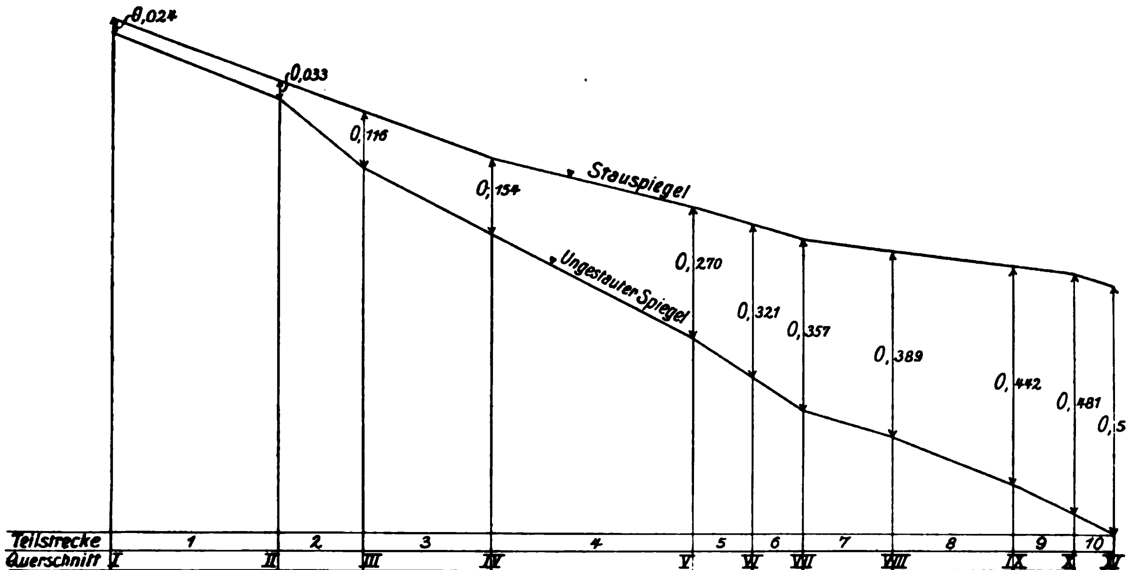
$$J = 0{,}001 \quad \text{und} \quad h = 0{,}5 \text{ m},$$

mithin

$$l = \frac{2 \cdot 0{,}5}{0{,}001} = 1000 \text{ m},$$

d. h. in 1000 m Abstand vom Wehre würde die Stauwirkung aufhören, während wir dort noch eine Stauhöhe von 2,4 cm gefunden haben.

Wenn man bedenkt, daß die schon bei leichten Luftbewegungen entstehenden Unebenheiten der Wasseroberfläche eine Höhe von etwa 2 bis 3 cm erreichen können,



Längen 1:500. Höhen 1:10.

Fig. 83.

daß es also praktisch bedeutungslos ist, noch kleinere Stauhöhen als etwa 2 bis 3 cm zu untersuchen, so wird tatsächlich in unserem Beispiele die Einwirkung des Wehres in einem größeren Abstande als 1000 m praktisch vernachlässigt werden dürfen.

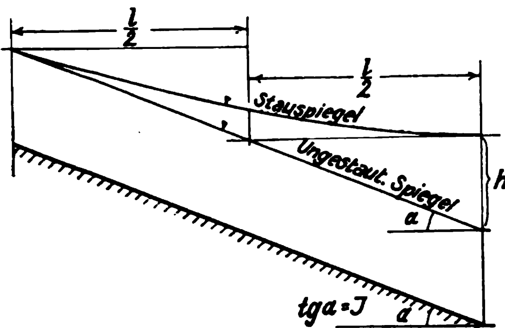


Fig. 84.

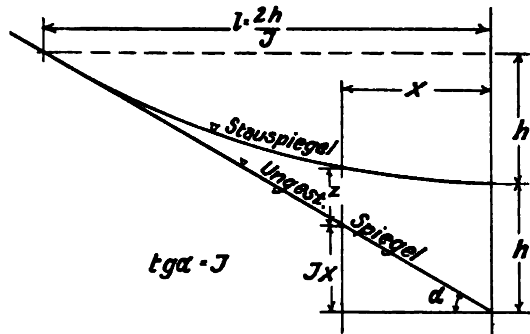


Fig. 85.

Anwendungen der Parabel als Staukurve.

1. Wie groß ist im letzten Beispiel die Stauhöhe im Querschnitt V, d. h. 420 m oberhalb des Wehres?

Für die Parabel, Fig. 85, besteht die Beziehung

$$z = h - J \cdot x \left(1 - \frac{J \cdot x}{4h}\right) \cdot \qquad (25a)$$

Wir ersetzen das unregelmäßige Gefälle des ungestauten Wasserspiegels durch das Ausgleichgefälle $J = 0{,}001$, so daß gegeben sind:

$$J = 0{,}001,\ h = 0{,}5\ \text{m},\ x = 420\ \text{m}$$

$$z = 0{,}5 - 0{,}001 \cdot 420 \left(1 - \frac{0{,}001 \cdot 420}{4 \cdot 0{,}5}\right)$$

$$z = 0{,}168\ \text{m (gegen früher berechnete 0,262 m).}$$

2. Wie groß sind im ersten Zahlenbeispiel (Fig. 80) die Stauhöhen in den dort berechneten Abständen Σx vom Wehre?

a) $\Sigma x = 526$ m, $J = 0{,}0004$, $h = 1{,}2$ m.

$$z = 1{,}2 - 0{,}0004 \cdot 526 \left(1 - \frac{0{,}0004 \cdot 526}{4 \cdot 1{,}2}\right)$$

$$z = 0{,}999\ \text{m}.$$

b) $\Sigma x = 526 + 556 = 1082$ m.

$$z = 1{,}2 - 0{,}0004 \cdot 1082 \left(1 - \frac{0{,}0004 \cdot 1082}{4 \cdot 1{,}2}\right) = 0{,}806\ \text{m usw.}$$

Vergleichende Zusammenstellung der Rechnungsergebnisse.

Stauquerschnitt Nr.	Abstand vom Wehr m	Stauhöhen z früher berechn. m	Stauhöhen z für die Parabel m
I	0	1,2	1,2
II	526	1,0	0,999
III	1082	0,8	0,806
IV	1653	0,6	0,630
V	2278	0,4	0,462
VI	3047	0,2	0,291
VII	3635	0,1	0,187
VIII	4599	0,02	0,065
IX	5532	0,0004	0,007

3. Wie groß ist im vorigen Beispiele die Stauhöhe 5000 m oberhalb des Wehres?

$$z = 1{,}2 - 0{,}0004 \cdot 5000 \left(1 - \frac{0{,}0004 \cdot 5000}{4 \cdot 1{,}2}\right) = 0{,}033\ \text{m}$$

(übereinstimmend mit dem früher berechneten Werte $z = 0{,}033$ m).

4. In dem Flusse der beiden vorigen Beispiele soll 2000 m oberhalb des Wehres ein Stau von 1,0 m hervorgebracht werden. Wie groß muß die Stauhöhe am Wehre sein?

Aus Gleichung (25a) ergibt sich:

$$h = z - \frac{(Jx)^2}{4h} + Jx$$

$$z = 1{,}0\ \text{m},\ x = 2000\ \text{m},\ Jx = 0{,}0004 \cdot 2000 = 0{,}8.$$

Daraus folgt

$$h = 1{,}706\ \text{m (gegen früher berechnete 1,766 m).}$$

Unsere Beispiele lassen erkennen, daß die Parabel in dem mittleren Teile der Staustrecke zu große Stauhöhen ergibt. Wenn es sich daher um Aufgaben der zuletzt behandelten Art handelt, dann empfiehlt sich die Ausführung der allgemeinen, wenn auch wesentlich umständlicheren Rechnung.

Es muß ferner darauf aufmerksam gemacht werden, daß bei der Parabel die Stauweiten etwas kleiner ausfallen als bei der allgemeinen Berechnung, wenn die Stauhöhe erheblich kleiner ist als die Wassertiefe des ungestauten Flusses, während sich im umgekehrten Falle bei der Anwendung der Parabel größere Stauweiten ergeben als bei der allgemeinen Berechnung. Jedoch ist dieser Umstand fast stets belanglos, da die Minder- oder Mehrlängen immer Strecken von meistens zu vernachlässigender Stauhöhe sind, so daß es, wenn es sich lediglich um die Einschätzung der Stauweite handelt, genügt, diese gleich der doppelten hydrostatischen Stauhöhe anzunehmen. Es ist aber hervorzuheben, daß die Formeln (25) und (25a) die gleiche Form der Staukurve ergeben für einen Wasserlauf mit gegebenem Gefälle, unabhängig von seiner Wassermenge und seiner mittleren Tiefe im ungestauten Zustande. Das ist offenbar ungenau.

Differentialgleichungen der Staukurve.

Sind die Querschnitte eines Wasserlaufes einander kongruent, dann kann man die stückweise Berechnung der Staukurve durch folgende Näherungsverfahren ersetzen.

Nach Gl. (24) ist für eine kurze Staustrecke

$$\varDelta y = \varDelta x \left(\frac{Q}{c_s}\right)^2 \frac{p_s}{F_s^3}$$

und mit den Bezeichungen der Fig. 86

$$\frac{\varDelta y}{\varDelta x} = \operatorname{tg}\varphi = J_s = \left(\frac{Q}{c_s}\right)^2 \frac{p_s}{F_s^3}.$$

Für den ungestauten Wasserlauf ist

$$\operatorname{tg}\alpha = J = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{p}{F^3}.$$

Setzt man, was ungenau, $c_s = c$, dann wird

$$\frac{J_s}{J} = \frac{p_s}{F_s^3} \cdot \frac{F^3}{p} \qquad (26)$$

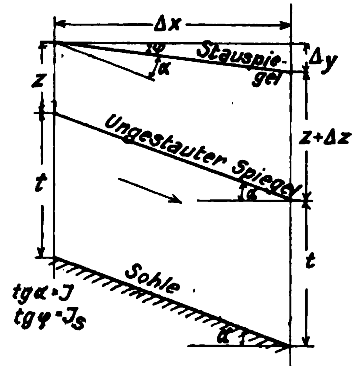


Fig. 86.

für **rechteckigen** Querschnitt, wenn man den benetzten Umfang gleich der Wasserspiegelbreite, also $p = b$ setzt,

$$p_s = p = b, \quad F = bt \text{ und } F_s = b(t+z), \text{ mithin}$$

$$\frac{J_s}{J} = \frac{F^3}{F_s^3} = \frac{t^3}{(t+z)^3}. \qquad (27)$$

Ist der benetzte Umfang des Querschnittes nach einer **quadratischen Parabel**, Fig. 87, geformt, dann ergeben sich folgende Beziehungen, wenn P den Parameter der Parabel bezeichnet:

$$\frac{b^2}{4} = Pa, \quad b = 2\sqrt{Pa}, \quad F = \frac{2}{3}ba = \frac{4}{3}\sqrt{Pa^3}, \quad F^2 = \frac{16}{9}Pa^3.$$

Ist wiederum $p = b$, also $\frac{F}{p} = \frac{2}{3}a$, dann wird ferner

$$\frac{F^3}{p} = \frac{32}{27}Pa^4 \text{ und für die Stautiefe } (a+z)$$

$$\frac{F_s^3}{p_s} = \frac{32}{27}P(a+z)^4.$$

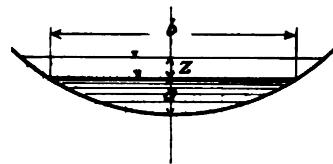


Fig. 87.

Somit nach Gl. (26)

$$\frac{J_s}{J} = \frac{a^4}{(a+z)^4}. \qquad (28)$$

Ferner ist

$$\Delta z = (J - J_s)\,\Delta x$$

oder mit unendlich kleinen Größen

$$dz = (J - J_s)\,dx. \tag{29}$$

Für den rechteckigen Querschnitt erhält man aus den Gleichungen (27) und (29)

$$J dx = dz\frac{(t+z)^3}{(t+z)^3 - t^3} = dz\frac{(t+z)^3 - t^3 + t^3}{(t+z)^3 - t^3}$$
$$= dz\left[1 + \frac{t^3}{(t+z)^3 - t^3}\right].$$

In gleicher Weise ergibt sich für den Parabelquerschnitt

$$J dx = dz\left[1 + \frac{a^4}{(a+z)^4 - a^4}\right].$$

Setzt man $(t+z)$ bzw. $(a+z) = y$, dann wird

für das Rechteck: $J dx = \left(1 + \frac{t^3}{y^3 - t^3}\right) dy$ und

» die Parabel: $J dx = \left(1 + \frac{t^4}{y^4 - a^4}\right) dy.$

Die Integration ergibt im ersten Falle

$Jx = y + t^3 U$ und für die Parabel

$Jx = y + a^4 U_1$, wo

$$U = \int\frac{dy}{y^3 - t^3} \text{ und } U_1 = \int\frac{dy}{y^4 - a^4}.$$

Die Integrierung dieser Funktionen erfolgt in bekannter Weise durch Zerlegung der Nenner in Faktoren und Spaltung in Teilbrüche.

Auf diesem Wege haben Weisbach [28], Bresse [29], Gödecker-Rühlmann [30] und andere für rechteckige Gerinne und Tolkmitt [27] für Gerinne mit Parabelquerschnitten die Integration bewirkt und die Ergebnisse zur Aufstellung von Stautafeln benutzt, mit denen man sehr bequem und schnell die hier auftretenden Aufgaben lösen kann.

Es wird aber hier die Ansicht vertreten, daß, da auch diese Tafeln unter Voraussetzungen gewonnen sind, die bezüglich der Kongruenz der ungestauten Querschnitte nur in künstlichen Gerinnen und hinsichtlich der Annahme, daß der Wert c unabhängig von der Wassertiefe sei, nur bei solchen Stauhöhen erfüllt werden, die im Verhältnis zur ungestauten Wassertiefe klein sind, bei den meisten der vorkommenden Aufgaben der Verlauf der Staukurve zutreffender mit den allgemeinen Gleichungen (23) und (24) bestimmt wird als mit Hilfe von Stautafeln. Der damit verbundene größere Rechnungsaufwand darf nicht ausschlaggebend sein.

Wassersprung.

Für den Sonderfall eines rechteckigen Gerinnequerschnittes mit gleichbleibender Breite b läßt sich genügend genau die Gl. (19) in folgende Form überführen

$$l = \frac{(t_u - t_0)\left(1 - \frac{2}{t_u}\frac{v_u^2}{2g}\right)}{\sin\alpha - \left(\frac{v_u}{c}\right)^2\frac{p}{t_u b}} \quad \text{oder} \quad t_u - t_0 = \frac{\sin\alpha - \left(\frac{v_u}{c}\right)^2\frac{p}{t_u b}}{1 - \frac{2}{t_u}\frac{v_u^2}{2g}}.$$

So lange der Zähler positiv ist, d. h. so lange verzögerte Bewegung im Staubereiche herrscht, wird der Unterschied der Wassertiefen $t_u - t_0$ mit dem Nenner zugleich positiv oder negativ. Die Wassertiefe nimmt also dann nach oben hin ab, wenn $\frac{v_u^2}{2g} < \frac{t_u}{2}$ ist, dagegen nimmt sie bis zu einem gewissen Punkte nach oben zu, wenn $\frac{v_u^2}{2g} > \frac{t_u}{2}$ ist. In diesem letzteren Falle entsteht im Wasserspiegel ein **Sprung.**

Setzt man in die Voraussetzung

$$\sin\alpha > \left(\frac{v_u}{c}\right)^2 \frac{p}{t_u b}$$

den Wert $\frac{v_u^2}{2g} = \frac{t_u}{2}$ ein und $p = \sim b$,

dann erhält man die Bedingung, unter der ein Wassersprung zu erwarten ist:

$$\sin\alpha > \frac{g}{c^2} \quad \text{oder} \quad Jc^2 > g.$$

Setzt man im Mittel $c^2 = 100$, dann müßte $J > 0{,}01$ sein.

Die Höhe der Wasserschwelle würde man näherungsweise mit Hilfe des Gesetzes der lebendigen Kraft berechnen können, indem man den Unterschied der beiden Geschwindigkeitshöhen gleich dem Höhenunterschiede der beiden Wasserspiegel setzt; also nach Fig. 88 aus der Gleichung

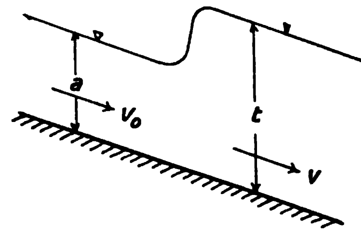


Fig. 88.

$$\frac{v^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} = a - t,$$

oder, da

$$v = v_0 \frac{a}{t} \quad \text{und} \quad \frac{v_0^2}{2g} = k,$$

$$\frac{v_0^2}{2g}\left(\frac{a^2 - t^2}{t^2}\right) = a - t,$$

$$k\left(\frac{a + t}{t^2}\right) = 1,$$

$$t^2 - kt = ka,$$

$$t = \frac{k}{2} + \sqrt{ka + \frac{k^2}{4}}.$$

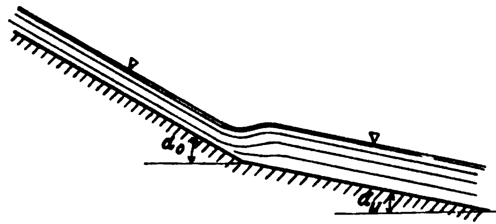


Fig. 89.

Aus dieser letzten Gleichung ergeben sich die folgenden zusammengehörigen Zahlenwerte:

$\frac{k}{a} =$	$\frac{1}{2}$	1	2	3
$\frac{t-a}{a} =$	0	0,618	1,732	2,791.

Dem Werte $k = \frac{a}{2}$ entspricht also der Wert $t - a = 0$. Somit haben wir wiederum das Ergebnis, daß ein Wassersprung nur dann sich bilden wird, wenn die **Geschwindigkeitshöhe größer als die halbe Wassertiefe ist.**

Übrigens kann sich ein Wassersprung nicht nur beim aufgestauten Wasser bilden, sondern auch bei Senkungskurven, also bei beschleunigter Bewegung, und endlich dann, wenn, Fig. 89, das Gefälle des Gerinnes sich ändert.

Ist

$$\operatorname{tg}\alpha_0 > \frac{g}{c^2} \quad \text{und} \quad \operatorname{tg}\alpha_u < \operatorname{tg}\alpha_0,$$

dann entsteht an der Übergangsstelle stets ein Sprung, in dem die dem größeren Gefälle entsprechende kleinere Wassertiefe in die dem kleineren Gefälle entsprechende größere Wassertiefe übergeht.

§ 6. Bewegung des Wassers in Rohrleitungen.

In einer vollständig gefüllten und unter Druck stehenden Rohrleitung mit unveränderlichem Querschnitt setzt sich die Geschwindigkeit des durchfließenden Wassers unverändert durch die ganze Leitung fort, da die Wassermenge wegen der Unzusammendrückbarkeit des Wassers und wegen des Umstandes, daß der Druck der äußeren Luft die Bildung leerer Räume in der Leitung nicht zuläßt, die gleiche bleibt.

Wir haben daher

$$v_{\text{konst}} = \frac{Q_{\text{konst}}}{F_{\text{konst}}}$$

oder gleichförmige Bewegung, mithin nach Gleichung (10)

$$v = c\sqrt{\frac{F}{p}\cdot\frac{h}{l}},$$

wenn wir für R den Wert $\frac{F}{p}$ und J den $\frac{h}{l}$ einsetzen.

Somit

$$h = \frac{2g}{c^2}\, l\, \frac{p}{F}\, \frac{v^2}{2g}.$$

Besteht die Leitung aus einem kreisförmigen Rohr vom Durchmesser d, dann ist

$$\frac{p}{F} = \frac{4}{d},$$

mithin

$$h = \frac{8\cdot g}{c^2}\,\frac{l}{d}\,\frac{v^2}{2g} = \frac{78{,}5}{c^2}\,\frac{l}{d}\,\frac{v^2}{2g} = \zeta\,\frac{l}{d}\,\frac{v^2}{2g}, \tag{30}$$

wo

$$\zeta = \frac{78{,}5}{c^2}. \tag{31}$$

Ist der Querschnitt der Leitung ein Rechteck von der Höhe a und der Breite b, dann ist

$$\frac{1}{d} = \frac{1}{4}\cdot\frac{\pi d}{\frac{1}{4}\pi d^2} = \frac{1}{4}\cdot\frac{\text{Umfang}}{\text{Fläche}} = \frac{1}{4}\cdot\frac{2(a+b)}{ab} = \frac{a+b}{2ab},$$

weshalb

$$h = \zeta\,\frac{l(a+b)}{2ab}\cdot\frac{v^2}{2g}. \tag{32}$$

In diesen Gleichungen bedeutet h die Höhe einer Wassersäule, deren Druck zur Überwindung der Bewegungswiderstände verbraucht wird, die in der Leitung auf einer Länge l derselben auftreten und in der Hauptsache als Reibungswiderstände anzusehen sind.

Wird die Leitung aus einem Behälter, Fig. 90, gespeist, und ist H die vom Mittelpunkte der Rohrmündung bis zur Horizontalebene des Behälterwasserspiegels gemessene gesamte Druckhöhe, dann wird außer der Größe h noch ein weiterer Anteil h_0 der Druckhöhe H verbraucht zur Überwindung der Eintrittswiderstände an der Ein-

mündung des Rohres in den Behälter, so daß zur Beschleunigung des Wassers von der Geschwindigkeit Null im Behälter auf die Geschwindigkeit v beim Eintritt in die Leitung noch verbleibt die Druckhöhe $H - h - h_0$, mithin die Beziehung besteht

$$H - h - h_0 = \frac{v^2}{2g}.$$

Nach Versuchen ist der durch die Einschnürung am Einmündungsquerschnitt verursachte Eintrittswiderstand für kreisförmige Rohre

$$h_0 = \sim 0{,}51 \frac{v^2}{2g},$$

mithin

$$H = \frac{v^2}{2g}\left(1 + 0{,}51 + \zeta \frac{l}{d}\right). \tag{33}$$

ζ wird genügend genau bestimmt mit Hilfe der Tafel für die Werte c der Bazinschen Formel (11).

Handelt es sich dabei um reines Wasser und neue ganz glatte Rohre, dann berechne man ζ mit Hilfe der c-Werte für Klasse 1, während man für neue gußeiserne Muffenrohre Klasse 2 zugrunde legen darf. Da aber diese Vorbedingungen in den meisten Fällen auf die Dauer nicht erfüllt werden, so darf man sich mit einem Überschlagswert $\zeta = \sim 0{,}03$ begnügen.

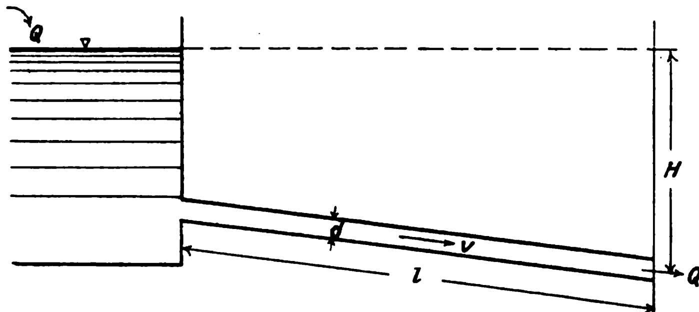


Fig. 90.

Die durch die Gl. (33) ausgedrückten Beziehungen lassen sich sehr anschaulich durch einen Versuch darstellen. Bringt man an dem Leitungsrohr der Fig. 91 in A, B und C oben offene Glasröhren an, die mit dem Rohrinneren in freier Verbindung stehen, dann stellen sich in diesen während des Durchflusses im Beharrungszustande die gezeichneten Wassersäulen ein, deren Höhen den Druck gegen die Rohrwandung darstellen. Unmittelbar hinter dem Behälter steht die Wassersäule in A um das Maß $\frac{v^2}{2g} + 0{,}51 \frac{v^2}{2g}$ unter dem Behälterspiegel. Zur Überwindung der Bewegungswiderstände auf der Strecke AB wird die Druckhöhe h_1 verbraucht, auf der Strecke BC die Druckhöhe h_2 und auf der Strecke CD die Druckhöhe h_3.

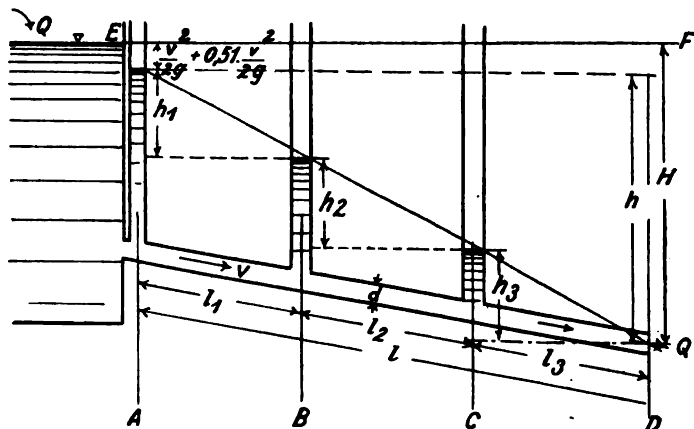


Fig. 91.

Es sind somit

$$h_1 = \zeta \frac{l_1}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad h_2 = \zeta \frac{l_2}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad h_3 = \zeta \frac{l_3}{d} \frac{v^2}{2g},$$

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = \zeta (l_1 + l_2 + l_3) \frac{1}{d} \frac{v^2}{2g} = \zeta \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}.$$

Im Ruhezustande, bei in D abgeschlossener Leitung, stellen sich die Wassersäulen in A, B und C hydrostatisch in die Horizontalebene EF ein: kommt in einer Rohrleitung das Wasser in Bewegung, dann wird der vorher vorhanden gewesene hydrostatische Druck an irgend einer Stelle um die Höhe vermindert, die zur Überwindung der Widerstände bis zu dieser Stelle verbraucht wird.

Bei **langen Leitungen** darf man die Summe der beiden ersten Glieder in der Klammer der Gl. (33) gegenüber dem dritten Klammergliede vernachlässigen, und erhält dann

$$H = \frac{v^2}{2g} \zeta \frac{l}{d} = 0{,}083 \cdot \zeta l \frac{Q^2}{d^5}. \tag{34}$$

Bei gleichbleibendem ζ verhalten sich also die Druckhöhen umgekehrt wie die fünften Potenzen der Rohrdurchmesser: die doppelte Rohrweite beansprucht bei der Abführung der gleichen Wassermenge nur $\left(\frac{1}{2}\right)^5 = \frac{1}{32}$ der Druckhöhe, die ein Rohr von der einfachen Weite erfordern würde.

Mit dem Wert $\zeta = 0{,}03$ ergeben sich aus Gl. (34) die folgenden Beziehungen:

$$\frac{H}{l} = J = 0{,}0025 \frac{Q^2}{d^5} \tag{35}$$

$$Q = 20{,}3 \cdot d^2 \cdot \sqrt{Jd} \tag{36}$$

$$d = 0{,}3 \cdot \sqrt[5]{\frac{Q^2}{J}}. \tag{37}$$

Zahlenbeispiel.

Durch eine 2 km lange Rohrleitung soll eine sekundliche Wassermenge $Q = 2{,}0$ cbm befördert werden. Wie groß ist die erforderliche Druckhöhe

a) bei einem Rohrdurchmesser $d = 1{,}0$ m,

b) » » » $d = 1{,}2$ m?

Nach Gl. (35) ist

zu a) $$H = 0{,}0025 \frac{2{,}0^2}{1^5} \cdot 2000 = 20{,}0 \text{ m},$$

zu b) $$H = 0{,}0025 \frac{2{,}0^2}{1{,}2^5} \cdot 2000 = \sim 8{,}0 \text{ m}.$$

Die Figuren 92, 93 und 94 stellen drei Lösungen der gestellten Aufgabe bei freier Rohrausmündung dar.

Würde das 1,2 m weite Rohr 20 m unter dem Wasserspiegel des Behälters frei ausmünden, dann würde eine größere Wassermenge als 2,0 cbm ausfließen, indem die Ausflußmenge nach Gl. (36) betragen würde

$$Q = 20{,}3 \cdot 1{,}2^2 \cdot \sqrt{\frac{20}{2000} \cdot 1{,}2} = 3{,}2 \text{ cbm},$$

entsprechend einer Durchflußgeschwindigkeit

$$v = \frac{Q}{F} = 2{,}83 \text{ m}.$$

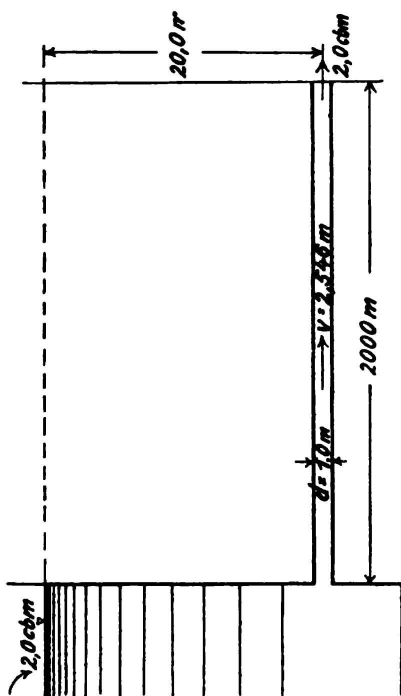


Fig. 92.

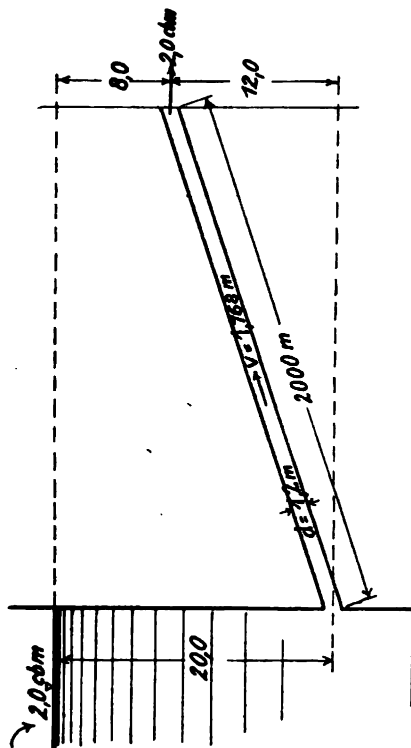


Fig. 93.

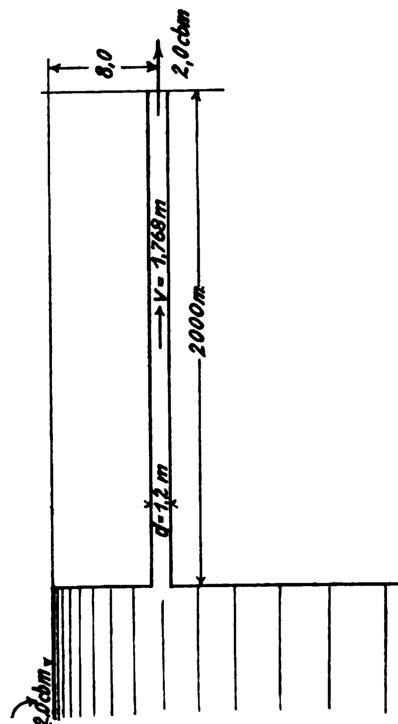


Fig. 94.

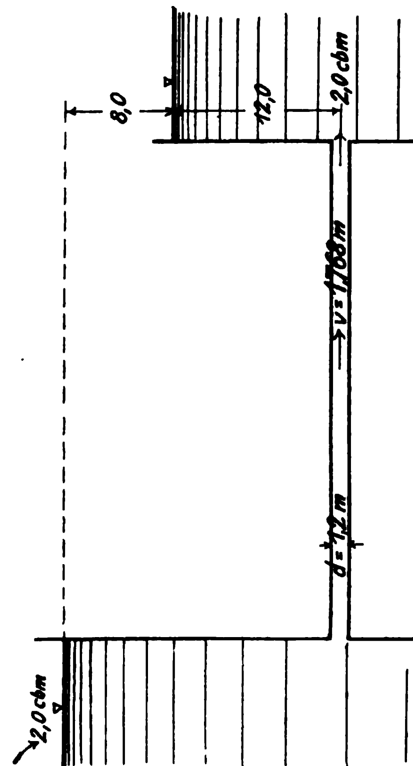


Fig. 95.

Soll bei dieser Lage der Ausmündung das 1,2 m weite Rohr nur eine Wassermenge von 2,0 cbm liefern, dann muß, Fig. 95, die Ausmündung 20 — 8 = 12 m unter Wasser liegen. Die 12 m hohe Wassersäule bezeichnet die Druckhöhe, die dann zur wirtschaftlichen Ausnutzung bei einer Wasserkraftanlage nutzbar gemacht werden könnte.

Ist der Rohrstrang nicht geradlinig, dann treten noch Druckhöhenverluste auf an den Stellen der Rohrkrümmungen und an den Knickpunkten, die nach Weisbachs [31] Versuchen sich wie folgt ermitteln.

Für Krümmungen, Fig. 96

$$h_1 = \zeta_1 \frac{v^2}{2g} \frac{\alpha}{90^0},$$

worin

$$\zeta_1 = 0{,}131 + 1{,}847 \left(\frac{r}{\varrho}\right)^{\frac{7}{2}} \text{ ist.}$$

Werte ζ_1 bei Krümmungen nach Weisbach:

$\frac{r}{\varrho}$ = 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
ζ_1 = 0,131	0,138	0,158	0,206	0,294	0,440	0,661	0,977	1,408	1,978.

Für Knierohre, Fig. 97, ist nach Weisbach der Druckverlust

$$h_2 = \left[0{,}946 \sin^2 \frac{\beta}{2} + 2{,}047 \sin^4 \frac{\beta}{2}\right] \frac{v^2}{2g} = \zeta_2 \frac{v^2}{2g}.$$

Werte ζ_2 bei Knickpunkten nach Weisbach:

β = 20°	40°	60°	80°	90°	100°	110°	120°	130°	140°
ζ_2 = 0,046	0,139	0,364	0,740	0,984	1,260	1,556	1,861	2,158	2,431.

Diese Werte sind gültig für Rohrleitungen von 30 mm Durchmesser aufwärts; für engere Rohrleitungen wird ζ_2 erheblich größer.

Weitere Druckhöhenverluste entstehen an einem Schieber, Fig. 98, in der Größe

$$h_3 = \zeta_3 \cdot \frac{v^2}{2g}.$$

Werte ζ_3 bei Schiebern nach Weisbach:

Bei der Stellhöhe $s =$	$\frac{d}{8}$	$\frac{2d}{8}$	$\frac{3d}{8}$	$\frac{4d}{8}$	$\frac{5d}{8}$	$\frac{6d}{8}$	$\frac{7d}{8}$,
Querschnittverhältnis $\frac{F_1}{F}$ =	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159,
ζ_3 =	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8.

Für Drosselklappen, Fig. 99, ist

$$h_4 = \zeta_4 \frac{v^2}{2g} \text{ und nach Weisbach:}$$

Stellwinkel δ =	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°
Querschnittverhältnis =	0,913	0,826	0,741	0,658	0,577	0,500	0,426	0,357
ζ_4 =	0,24	0,52	0,90	1,54	2,51	3,91	6,22	10,8

Stellwinkel δ =	45°	50°	55°	60°	65°	70°	90°
Querschnittverhältnis =	0,293	0,234	0,181	0,134	0,094	0,060	0
ζ_4 =	18,7	32,6	58,8	118	256	751	∞

Endlich entstehen noch Druckhöhenverluste beim Übergang von einem Querschnitt F_0 in den größeren F, Fig. 100. Bei diesem Übergang geht die größere Ge-

schwindigkeit v_0 in die kleinere v über. Somit entsteht ein Geschwindigkeitsverlust $v_0 - v$ und dementsprechend ein Druckhöhenverlust

$$h_5 = \frac{(v_0 - v)^2}{2g}.$$

Da nun wegen

$$F_0 v_0 = F v$$

die Beziehung besteht

$$v_0 = v \frac{F}{F_0},$$

so wird

$$h_5 = \left(\frac{F}{F_0} - 1\right) \frac{v_2}{2g} = \zeta_5 \frac{v_2}{2g}.$$

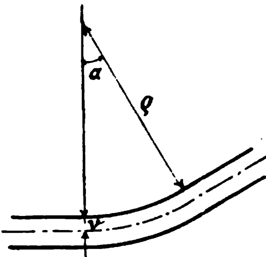


Fig. 96.

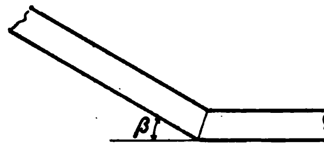


Fig. 97.

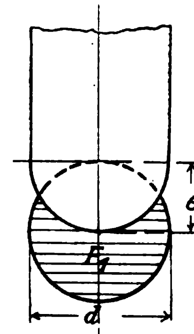


Fig. 98.

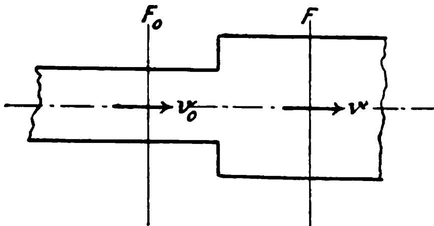


Fig. 100.

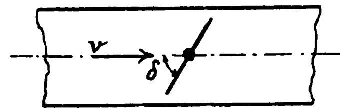


Fig. 99.

Schließt das engere Rohr scharfkantig an das weitere an, dann ist nach Weisbach

$$\varphi_5 = \frac{0{,}0765}{\mu^2} + \left(\frac{1}{\mu} - 1\right)^2.$$

μ bedeutet einen Einschnürungswert. Nach Weisbach gelten folgende Beziehungen:

$\frac{F_0}{F}$ =	0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
ζ_5 =	0,50	0,47	0,42	0,33	0,25	0,15	0,00
μ =	0,64	0,65	0,66	0,70	0,75	0,84	1,00.

Sind die einzelnen in einem Strange aufeinanderfolgenden Verengerungen so gering, daß $\frac{F_0}{F} \sim 1$ wird, dann berücksichtigt man genau genug alle Druckverluste so, indem man für F_0 den kleinsten und für F den größten Querschnitt setzt und den hieraus ermittelten Wert für ζ_5 an Stelle von $\Sigma(\zeta_5)$ einführt.

Sonderbetrachtungen für nicht kreisförmige Querschnitte.

Wenn auch bei allen Wasserleitungen unter Überdruck tunlichst der Kreisquerschnitt als derjenige zu wählen ist, der bei gleichem Flächeninhalt den kleinsten

Umfang besitzt und deshalb den kleinsten Reibungsverlust bedingt, so kommen doch aus anderen Gründen auch andere Querschnittformen als der Kreis zur Ausführung. Auch dann wird man solche Querschnittverhältnisse, wenn möglich, zugrunde legen, die bei gegebenem Flächeninhalt einen kleinsten Umfang aufweisen. Die hier auftretenden einfachen Rechnungen sind nach der Theorie der Maxima und Minima zu bewirken. Der Flächeninhalt sei immer mit F qm vorgeschrieben. Der Querschnitt sei ein Rechteck.

Für die Breite x ist der Umfang

$$p = 2\left(x + \frac{F}{x}\right).$$

Die erste Ableitung des Klammerausdruckes ergibt

$$x = \sqrt{F},$$

p wird also am kleinsten beim quadratischen Querschnitt

$$p_{\min} = 4 \cdot \sqrt{F}.$$

Ist die Höhe y des Rechteckes nicht gleich x, sondern

$$y = kx, \quad \text{wo} \quad k \gtreqless 1,$$

dann ist

$$p = \frac{1+k}{\sqrt{k}} \cdot 2 \cdot \sqrt{F}.$$

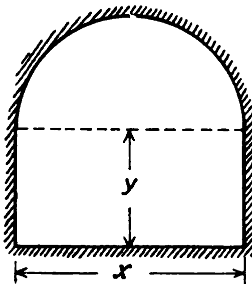


Fig. 101.

Der Querschnitt bestehe aus einem Rechteck und einem Halbkreise, Fig. 101.

Da

$$p = \left(1 + \frac{\pi}{4}\right)x + \frac{2F}{x}$$

und

$$\frac{dp}{dx} = 1 + \frac{\pi}{4} - \frac{2F}{x^2} = 0,$$

so ist

$$x = 2\sqrt{\frac{2F}{4+\pi}}$$

und

$$y = \frac{x}{2}.$$

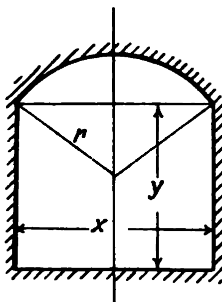


Fig. 102.

Somit bestehen die Beziehungen

$$x = 1{,}06\sqrt{F}; \quad y = 0{,}53\sqrt{F}; \quad p = 3{,}78\sqrt{F}.$$

Der Querschnitt habe die Form der Fig. 102.

$$p = x + 2y + 2r \arcsin\frac{x}{2r}$$

$$F = xy + r^2 \arcsin\frac{x}{2r} - \tfrac{1}{4}x\sqrt{4r^2 - x^2}.$$

Somit

$$p = \frac{x^2 + 2F}{x} + \tfrac{1}{2}\sqrt{4r^2 - x^2} + 2r\frac{x-r}{x}\arcsin\frac{x}{2r}.$$

Ist

$$r = kx, \quad \text{wo} \quad k \geqq \tfrac{1}{2},$$

dann wird

$$p = \left[1 + \tfrac{1}{2}\sqrt{4k^2 - 1} + 2k(1-k)\arcsin\frac{1}{2k}\right]x + \frac{2F}{x}.$$

Aus $\frac{dp}{dx} = 0$ ergibt sich

$$x = 2\sqrt{\frac{F}{2 + \sqrt{4k^2 - 1} + 4k(1-k)\arcsin\frac{1}{2k}}}.$$

Daher

$$p_{\min} = 2\sqrt{\left[2 + \sqrt{4k^2 - 1} + 4k(1-k)\arcsin\frac{1}{2k}\right]F}.$$

§ 7. Wasserschlag oder Widderstoß in Rohrleitungen.

Wird der Ausfluß des Wassers aus einer Druckrohrleitung sehr rasch gehemmt, dann entsteht, namentlich am unteren Ende der Leitung, eine Druckerhöhung, der sogenannte Wasserschlag.

Das in der Leitung mit der Geschwindigkeit v fließende Wasser besitzt ein Arbeitsvermögen A, das bei der plötzlichen Unterbrechung des Durchflusses nicht plötzlich vernichtet werden kann und sich in Formänderungen der Rohre äußern muß.

Ist

l die Rohrlänge in m,
F der Rohrquerschnitt in qm,
γ das Einheitsgewicht des Wassers gleich 1000 kg,

dann ist

$$A = \frac{Fl\gamma}{g}\frac{v^2}{2}.$$

Dieses dem fließenden Wasser innewohnende Arbeitsvermögen oder seine Bewegungsenergie wird beim Abschluß der Leitung in Lagenergie, d. h. in Druck, umgewandelt. Da nun der Abschluß einer Leitung nie plötzlich erfolgen kann, weil zur Bewegung der Abschlußvorrichtungen stets eine gewisse, wenn auch zuweilen sehr kurze, Zeit benötigt wird, so beschränken sich die folgenden Untersuchungen [32] auf die Frage: welche Druckerhöhung tritt am unteren Ende einer Rohrleitung auf, wenn diese in T Sekunden abgeschlossen wird?

Es wird dann eine bewegte Wassermasse, deren Länge gleich der Länge der Rohrleitung ist, durch die Vergrößerung der Widerstände an der Ausflußstelle in ihrer Bewegung zunächst verzögert und dann ganz gehemmt. Hierbei übt sie auf die Abschlußvorrichtung einen Stoß aus, der sich in dem Wasser als Druckerhöhung äußert und wegen der Unzusammendrückbarkeit des Wassers sich nach rückwärts mit abnehmender Stärke fortpflanzt.

Für eine überschlägliche Ermittlung der größten Druckerhöhung genügt die Anwendung des Satzes von dem Antriebe: der Antrieb der Kraft ist gleich der Zunahme der Bewegungsgröße. Da es sich hier nur um eine überschlägliche, für die Zwecke der hier auftretenden Aufgaben des Bauingenieurs aber durchaus ausreichende Ermittlung handelt, so ist es auch statthaft, die dem ausfließenden Wasser während des Abschlusses innewohnende Energie nicht in Abzug zu bringen.

Ist p die Stoßkraft und $m = \frac{lF\gamma}{g}$ die Wassermasse der Rohrleitung, dann ist nach dem ebengenannten Satze

$$\int p\,dt = \int m\,dv.$$

Die Stoßkraft p hängt ab von der Schließungszeit; sie ist zu Beginn des Abschließens gleich Null, wächst mit zunehmendem Abschlusse und erreicht annähernd bei Beendigung des Abschließens den Höchstwert.

Wir machen nun die nach den Erfahrungen von A. Budau erlaubte Annahme, daß die Stoßkraft p mit der Zeit t nach dem Gesetze einer quadratischen Parabel, Fig. 103, zunehme. Dann ist

$$\frac{P-p}{P} = \left[\frac{(T-t)}{T}\right]^2$$

oder

$$p = \frac{P}{T^2}[T^2 - (T-t)^2].$$

Somit wird

$$\frac{P}{T^2}\int_{t=0}^{t=T}(2Tt - t^2)\,dt = mv.$$

$$P = \frac{3}{2}\cdot\frac{mv}{T} = \frac{3}{2}\cdot\frac{lF\gamma v}{gT}.$$

Dividiert man diese Gleichung durch den Querschnitt F, so erhält man die Stoßkraft auf die Flächeneinheit; und da es üblich ist, den Druck in Metern Wassersäule (h) auszudrücken, und da γh gleich dem Druck auf die Flächeneinheit oder gleich $\frac{p}{F}$ ist, so ist die Druckerhöhung im Augenblicke des Abschlusses

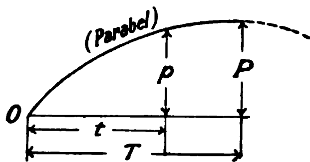


Fig. 103.

$$(h) = \frac{3}{2}\cdot\frac{lv}{gT} \qquad (38)$$

und der Gesamtdruck

$$h_2 = h_1 + \frac{3}{2}\cdot\frac{lv}{gT}, \qquad (39)$$

wo $h_1 = H - \frac{v^2}{2g}$ oder gleich dem vollen hydrostatischen Druck am unteren Ende der Rohrleitung, vermindert um die Geschwindigkeitshöhe, ist. Der erhöhten Sicherheit wegen empfiehlt es sich aber, von letzterer Druckverminderung bei der Berechnung abzusehen. Aus dem gleichen Grunde wird man gut tun, den vollen Wert für (h) nach Gl. (38) beizubehalten, trotzdem infolge der Elastizität der Rohrwandung die wirkliche Druckerhöhung (h) kleiner ausfallen wird als die nach dieser Gleichung berechnete.

Beispiel. Eine 1000 m lange Rohrleitung aus Stahlblech von 1,6 m Durchmesser, in der das Wasser mit der sekundlichen Geschwindigkeit $v = 2$ m strömt, werde in 4 Sekunden geschlossen. Das Gefälle H beträgt 100 m, so daß die untersten Rohre unter einem hydrostatischen Drucke von 100 m Wassersäule stehen.

Der größte Druck am Ende des Abschlusses ist nach Gl. (39)

$$h_2 = 100 + \frac{3}{2}\cdot\frac{1000\cdot 2}{9{,}81\cdot 4} = 100 + 76{,}5 = 176{,}5 \text{ m} \sim 177 \text{ m}.$$

Die Druckerhöhung beträgt somit 76,5 m Wassersäule oder $\sim$ 7,7 Atm.

Bei einer Schlußzeit von zwei Sekunden würde sich ergeben

$$h_2 = 100 + 153{,}0 = 253 \text{ m},$$

bei einer solchen von acht Sekunden $h_2 = 100 + 38{,}3 = 138{,}3$ m $\sim$ 138 m.

Die Wandstärke eines Rohres ergibt sich aus der Formel

$$\delta = \frac{d \cdot N}{2 \cdot \sigma},$$ worin bedeutet:

d den Rohrdurchmesser in cm,
N den inneren Druck in Atm.,
δ die Wandstärke in cm,
σ die zulässige Beanspruchung auf Zug, für Stahlblech etwa 1500 kg/qcm.

Für die vorberechneten drei Schlußzeiten würden sich somit folgende Wandstärken für das unterste Rohr ergeben.

1. Schlußzeit $T = 2$ Sek.

$$\delta = \frac{160 \cdot 25{,}3}{2 \cdot 1500} = 1{,}349 \text{ cm} \sim 13{,}5 \text{ mm}.$$

2. Schlußzeit $T = 4$ Sek.

$$\delta = \frac{160 \cdot 17{,}7}{2 \cdot 1500} = 0{,}944 \text{ cm} \sim 9{,}5 \text{ mm}.$$

3. Schlußzeit $T = 8$ Sek.

$$\delta = \frac{160 \cdot 13{,}8}{2 \cdot 1500} = 0{,}736 \text{ cm} \sim 7{,}5 \text{ mm}.$$

Von den zur weiteren Sicherstellung der Druckrohrleitungen gegen die Gefahren des Wasserschlages benutzten Vorrichtungen sollen hier nur die für den Bauingenieur besonders wichtigen oben offenen Standrohre hinsichtlich ihrer Wirksamkeit untersucht werden, und zwar gleichfalls unter Benutzung der diesbezüglichen Darlegungen von A. Budau. Der obere Rand der Standrohre kann entweder in gleiche Höhe mit dem Wasserspiegel des Speisebeckens oder höher als dieser gelegt werden: im ersteren Falle fließt schon bei geringer Drucksteigerung das Wasser oben über, im letzteren Falle aber erst bei einer erheblichen Druckerhöhung. Den folgenden Untersuchungen wird die zweite Anordnung zugrunde gelegt, und zwar sei das Standrohr so hoch, daß das Wasser auch bei den größten Druckerhöhungen oben nicht überfließen kann. Es sei zunächst vorausgesetzt, daß die Strömungsgeschwindigkeit v des Wassers in der Leitung dem ganzen Gefälle h entspreche, Fig. 104. Dann liegt im Standrohre der Wasserspiegel so tief, daß die in ihm stehende Wassermasse vernachlässigt werden kann. Wird nun die

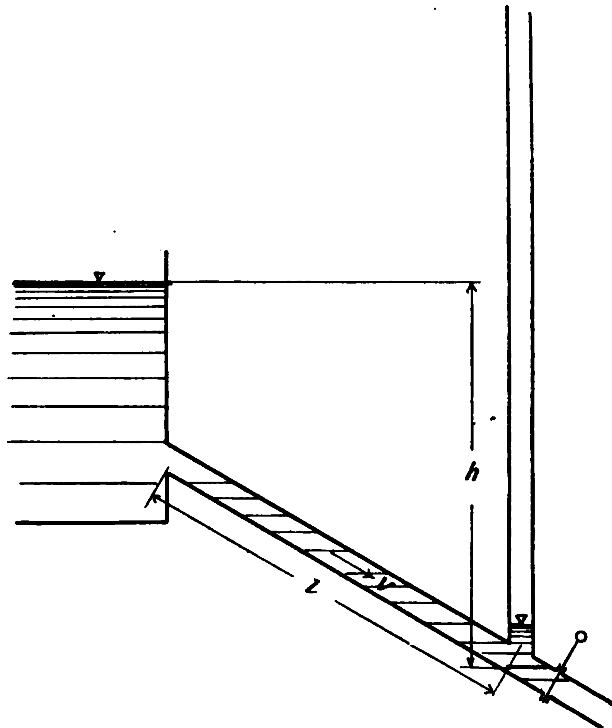


Fig. 104.

Leitung durch den Schieber plötzlich abgeschlossen, dann stellt sich infolge des hydrostatischen Druckes das Wasser im Standrohr zunächst auf die Höhe h ein, um dann aber infolge der Energie des in seiner Strömung gehemmten Wassers über diese Höhe hinaus, um eine weitere Höhe (h) zu steigen, Fig. 105. Unter der Annahme, daß bei dieser Überhebung (h) die gesamte Bewegungsenergie $A = \frac{F l \gamma}{g} \frac{v^2}{2}$ mitwirkt, wird die geleistete Arbeit ausgedrückt durch das Produkt aus dem gehobenen Gewichte in den Weg des Schwerpunktes, so daß die Beziehung stattfindet

$$\frac{F l \gamma}{g} \frac{v^2}{2} = F (h) \gamma \frac{(h)}{2},$$

oder, da $v^2 = 2 g h$,

$$l h = \frac{(h)^2}{2} \text{ und daher}$$

$$(h) = \sqrt{2 l h}. \tag{40}$$

Somit wird der größte auftretende Druck

$$h + (h) = h + \sqrt{2 l h} = h + v \sqrt{\frac{l}{g}}.$$

Die Druckerhöhung ist also um so größer, je länger die Leitung ist und je schneller das Wasser in dieser fließt.

Nun ist aber bei Turbinenleitungen von Wasserkraftanlagen der Austrittsquerschnitt aus dem Leitrade bedeutend kleiner als der Querschnitt der Rohrleitung. Wird jener mit f und die Ausströmungsgeschwindigkeit mit w bezeichnet, so ist

$$v F = w f,$$

woraus sich bei gegebenen Querschnitten und bekannter Austrittsgeschwindigkeit des Wassers aus dem Leitrade der Turbine die Geschwindigkeit v des Wassers in der Rohrleitung bestimmen läßt.

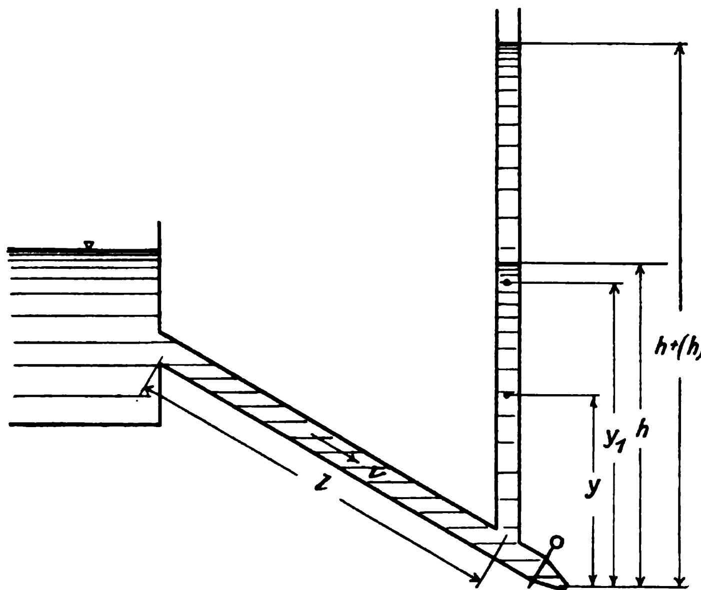


Fig. 105.

Wird der Leitapparat der Turbine plötzlich geschlossen, so stößt die bewegte Wassermenge von der Masse $\frac{l F \gamma}{g} = m$ gegen die im Standrohre ruhende Wassermasse $m_1 = \frac{h F \gamma}{g}$, so daß letztere um eine bestimmte Höhe (h) gehoben wird. In diesem Falle wird die Energie des strömenden Wassers zur Hebung der ganzen Wassersäule im Standrohr verwendet.

Bezeichnet y, Fig. 105, die Höhe des Schwerpunktes der h Meter hohen Wassersäule über dem Ausflußquerschnitt und y_1 die Schwerpunktslage $h + (h)$ Meter hohen

Wassersäule, also $y_1 - y$ die Hebung des Schwerpunktes, dann ist die geleistete Arbeit gleich $y_1[h + (h)]F\gamma - yhF\gamma$.

Da diese gleich der Bewegungsenergie des Wassers sein muß, so ist

$$y_1[h + (h)]F\gamma - yhF\gamma = \frac{lF\gamma}{g}\frac{v^2}{2},$$

und da

$$y = \frac{h}{2} \text{ und } y_1 = \frac{h + (h)}{2} \text{ ist,}$$

so folgt

$$\frac{1}{2}[h + (h)]^2 - \frac{h^2}{2} = l\frac{v^2}{2g}$$

oder

$$2(h)h + (h)^2 = l\frac{v^2}{g}. \tag{41}$$

Mit Hilfe dieser letzten Gleichung läßt sich (h) berechnen. Der berechnete Wert (h) ist aber größer als die tatsächliche Druckerhöhung (h), da ein Teil der Bewegungsenergie zur Wirbelbildung verbraucht und in Wärme umgesetzt wird.

Aus der letzten Gleichung ergibt sich

$$(h) = \sqrt{h^2 + \frac{lv^2}{g}} - h. \tag{42}$$

B. Wellenbewegung.

§ 1. Allgemeines.

Eine Welle ist eine fortschreitende Unebenheit der Wasseroberfläche, die entweder als einzelne Welle oder als eine Reihe gleichmäßig wiederkehrender Erhöhungen und Vertiefungen der Wasserfläche, in der Form sogenannter Gesellschaftswellen, auftritt. Die Einzelwelle entsteht, wenn die ursprünglich ebene und ruhige Wasserfläche durch den Stoß eines bewegten Körpers oder durch plötzliche Vergrößerung der Wassermenge an einer Stelle einen plötzlichen Aufstau erfährt.

Die Gesellschaftswellen werden gebildet, wenn die Wasserfläche an vielen Stellen z. B. durch den Wind in Bewegung versetzt wird, die allmählich zunimmt, dann eine gewisse Zeit hindurch gleichförmig bleibt und schließlich wieder abnimmt.

Hiernach werden zwei Arten von Wellen unterschieden.

1. Die Übertragungs- oder Wanderwelle (Welle erster Ordnung).

Sie wird gewöhnlich durch einen wagerechten Stoß erzeugt, wobei die getroffenen Wasserteilchen im wagerechten Sinne eine Ortsveränderung erleiden und die ihnen mitgeteilte Bewegung auf die vor ihnen liegenden Teilchen übertragen. Beispiele von Übertragungswellen sind die Brandungswellen und die Widerstands- und Stauwellen, die bei der Fortbewegung von Schiffen entstehen.

2. Die Schwingungs- oder Rollwelle (Welle zweiter Ordnung).

Sie wird durch lotrecht wirkende Kräfte hervorgerufen. Die Wasserteilchen erfahren eine schwingende Bewegung, vermöge derer sie sich abwechselnd der Gleichgewichtslage nähern oder von ihr entfernen und dabei, ohne ihren Ort merklich zu

ändern, geschlossene Bahnen durchlaufen. Die Schwingung schreitet dadurch fort, daß die Wasserteilchen nacheinander in Schwingung geraten und in den geschlossenen Bahnen in wiederholter Folge kreisen. Zu den Schwingungswellen gehören die Meereswellen und Wogen, die hohle See und die Ozeandünung.

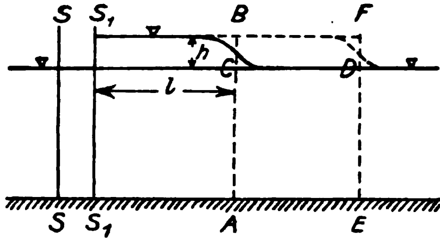


Fig. 106.

Nach der Tiefe des Meeres unterscheidet man:

Tief- und Seichtwasserwellen. Die Tiefwasserwellen können die Form von Sturzseen oder Brechern annehmen, die Seichtwasserwellen zu Brandungswellen werden.

Sturzseen treten dann auf, wenn durch den Wind oder das Übereinanderlaufen mehrerer Wellenzüge die Höhe der Welle sich so vergrößert, daß die Welle ihre Form nicht erhalten kann und überbricht.

Brandungswellen oder Grundbrecher entstehen aus der gleichen Ursache bei abnehmender Wassertiefe. Die ursprüngliche Schwingungswelle geht in letzterem Falle in eine Übertragungswelle über.

§ 2. Übertragungswellen. [33]

Fortschreitungsgeschwindigkeit.

Wenn, Fig. 106, in einem mit stillstehendem Wasser gefüllten Kanal vom Querschnitt F ein diesen Querschnitt ausfüllendes senkrechtes Schott S mit einer Geschwindigkeit U bis nach S_1 bewegt wird, dann bildet sich vor dem Schott auf einer gewissen Länge l eine Anschwellung $S_1 B$ von einer Höhe h, die klein sein möge im Verhältnis zu den anderen Abmessungen und zur Wasserspiegelbreite b. Das Schott erhält nunmehr einen Überdruck

$$\gamma\left(Fh + \frac{bh^2}{2}\right).$$

Diese Kraft ist gleich dem in der Zeiteinheit erfolgten Zuwachs an Bewegungsgröße der Wassermasse. Da nun bereits anfänglich die gesamte Wassermasse zwischen $S_1 S_1$ und AB die Geschwindigkeit U besaß und da während der Zeiteinheit diese Geschwindigkeit einer gewissen Masse $ACDE$ mitgeteilt ist, deren Länge $CD = AE$ die Fortschreitungsgeschwindigkeit V der Anschwellung darstellt, so ist die in Bewegung gesetzte Masse $\frac{\gamma}{g} VF$ und die mitgeteilte Bewegungsgröße $\frac{\gamma}{g} VFU$. Da dieser Zuwachs an Bewegungsgröße gleich dem Antriebe der Kraft ist, so wird

$$Fh + \frac{bh^2}{2} = \frac{VFU}{g}. \tag{43}$$

Andererseits ist wegen der Unzusammendrückbarkeit des Wassers der Zuwachs $BCDF$ der Anschwellung gleich der Raumverminderung, die von der Vorwärtsbewegung des Schotts um die Strecke U in der Zeiteinheit herrührt, woraus sich ergibt

$$bhV = (F + bh)\,U. \tag{44}$$

Aus (43) und (44) erhält man

$$V = \sqrt{g\left(\frac{F}{b} + \frac{3h}{2} + \frac{bh^2}{2F}\right)}.$$

Die letzte Größe in der Klammer unter der Wurzel ist immer klein gegen die beiden anderen. Die Summe der beiden letzten Klammerwerte ist $\frac{h}{2}\left(3+\frac{bh}{F}\right)$. Wird nun vorausgesetzt, daß bh stets ein kleiner Bruchteil von F ist, dann darf der Bruch $\frac{bh}{F}$ gegen den Wert 3 vernachlässigt werden, und die Formel kann daher vereinfacht werden auf

$$V=\sqrt{g\left(\frac{F}{b}+\frac{3h}{2}\right)} \tag{45}$$

In dem Sonderfalle eines rechteckigen Kanalquerschnitts von der Breite b, der Tiefe H und dem Querschnitt $F=bH$ wird

$$(H+h)U=hV \tag{46}$$

$$V=\sqrt{g\left(H+\frac{3h}{2}\right)} \tag{47}$$

oder, unter Vernachlässigung des Gliedes mit dem Quadrate von $\frac{h}{H}$,

$$V=\sqrt{gH}\left(1+\frac{3h}{4H}\right). \tag{48}$$

Die fortschreitende Bewegung setzt sich, wenn einmal begonnen, bis ins Unendliche im gleichen Sinne fort, selbst wenn die Ursache, die sie veranlaßte, aufhört zu wirken: denn sie folgt aus dem Umstande, daß eine gewisse Wassermasse einen bestimmten Antrieb erhalten hat. Die übertragene Bewegungsgröße bleibt daher unverändert, wenn man von den Reibungswiderständen absieht. Ist h gegen H zu vernachlässigen, dann wird einfach

$$V=\sqrt{gH}. \tag{49}$$

Unter den gleichen Bedingungen geht Gl. (46) über in

$$HU=hV \tag{50}$$

oder auch

$$U=h\sqrt{\frac{g}{H}}. \tag{51}$$

Scott Russell hat aus seinen Beobachtungen abgeleitet die Beziehung

$$V=\sqrt{g(H+h)}. \tag{52}$$

Diese Formel ist von Bazin [34] durch Versuche bestätigt worden. Da im allgemeinen h klein ist gegen H, so führen die beiden Gleichungen (47) und (52) praktisch annähernd zu den gleichen Ergebnissen.

Fortschreitungsgeschwindigkeit unter Berücksichtigung der Form der Welle.

Wir betrachten, Fig. 107, eine im wagerechten Sinne allseitig unbegrenzte Wassermasse von einer gleichbleibenden Tiefe H für den anfänglich vorausgesetzten Ruhezustand und beschränken uns dabei auf zylindrische Wellen, so daß es genügt, die Bewegung der in einer und derselben Lotebene befindlichen Wasserteilchen zu untersuchen.

Wir nehmen in dieser Ebene das Achsenkreuz der Fig. 107 an und denken uns die Wassermasse durch zwei Lotebenen begrenzt, die der Achsenebene parallel sind, so daß die Längenachse des so gedachten Kanals die x-Achse ist.

Wir untersuchen die Welle oder Anschwellung, welche in diesem Kanal durch das plötzliche Einlassen einer gewissen Wassermenge erzeugt wird und zählen die Abszissen positiv in der Richtung des Fortschreitens. Die positive oder negative Erhöhung des Wasserspiegels ist alsdann veränderlich mit der Abszisse x und der Zeit t, sie ist gleich Null für $x = \infty$. Sie werde stets als sehr klein im Verhältnis zu H vorausgesetzt.

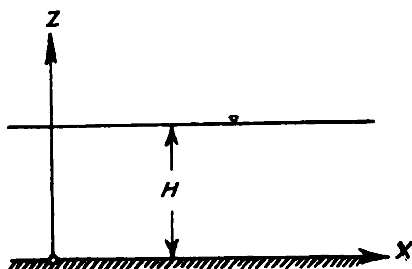


Fig. 107.

Es seien u und w die wagerechte und lotrechte Geschwindigkeitskomponente eines Wasserteilchens an einer beliebigen Stelle (x, z), p der Druck daselbst, dann hat man, wenn u_1 und w_1 die entsprechenden Beschleunigungen sind, nach den Eulerschen Grundgleichungen

$$\frac{g}{\gamma}\frac{dp}{dx} = -u_1, \qquad (53)$$
$$\frac{g}{\gamma}\frac{dp}{dz} = -g - w_1,$$

während für unseren Fall die allgemeine Stetigkeitsgleichung lautet

$$\frac{du}{dx} + \frac{dw}{dz} = 0. \qquad (54)$$

Da während der nur kurzen Zeit, welche die Welle zum Vorbeiwandern an einer jeden Stelle gebraucht, die Reibungswirkungen eine beachtliche Größe nicht erreichen, so darf man bei Gl. (53) die Reibungskräfte vernachlässigen.

Die einen Querschnitt von der Größe $(H+h)\cdot 1$ mit der mittleren Geschwindigkeit U durchströmende Wassermenge ist $(H+h)U$, deren Zunahme zwischen zwei um dx voneinander entfernten Querschnitten sowohl durch $-\frac{d(H+h)U}{dx}dx$ also auch durch $\frac{dh}{dt}dx$ ausgedrückt werden kann.

Somit ergibt sich als Stetigkeitsgleichung

$$\frac{dh}{dt} + \frac{d(H+h)U}{dx} = 0. \qquad (55)$$

Indem wir die zweite Gl. (53) mit $-dz$ multiplizieren und sie integrieren von $z = z$ bis $z = H + h$, woselbst $p = 0$, erhalten wir

$$\frac{g}{\gamma}p = g(H + h - z) + \int_z^{H+h} w_1 dz. \qquad (56)$$

Um w_1 auszudrücken, nehmen wir an, daß alle wagerechten Geschwindigkeitskomponenten u gleich seien der mittleren Geschwindigkeit U. Indem wir die Gl. (54) in der Form

$$dw = -\frac{du}{dx}dz$$

schreiben, können wir in dieser Gleichung u durch U ersetzen, welch letztere Größe alsdann unabhängig von z ist. Wir erhalten dann

$$w = -z\frac{dU}{dx}.$$

Andererseits ergibt Gl. (55), wenn man h gegen H vernachlässigt,

$$\frac{dh}{dt} + H\frac{dU}{dx} = 0.$$

Indem wir nunmehr $\frac{dU}{dx}$ fortschaffen, erhalten wir

$$w = \frac{z}{H}\frac{dh}{dt}. \tag{57}$$

Da $\frac{dh}{dt}$ die lotrechte Geschwindigkeitskomponente eines Teilchens der freien Oberfläche ist, so besagt Gl. (57), daß die lotrechten Geschwindigkeitskomponenten der verschiedenen Teilchen sich verhalten wie ihre Abstände von der Kanalsohle.

Weiter folgt

$$w_1 = \frac{z}{H}\frac{d^2h}{dt^2}.$$

Setzen wir diesen Wert in Gl. (56) ein und ersetzen wir H durch die Integrationsgrenze $H + h$, dann erhalten wir

$$\frac{g}{\gamma}p = g(H + h - z) + \frac{d^2h}{dt^2}\frac{H^2 - z^2}{2H}.$$

Die erste Ableitung nach x führt zu der Gleichsetzung der rechten Seiten dieser Gleichung und der Gl. (53), d. h. zu der Gleichung

$$u_1 = -g\frac{dh}{dx} - \frac{d^3h}{dxdt^2}\frac{H^2 - x^2}{2H}$$

Um den einer Lotrechten entsprechenden mittleren Wert von u_1 zu erhalten, multiplizieren wir diesen Ausdruck mit $\frac{dx}{H+h}$ und integrieren von 0 bis $H + h$

$$u_{1m} = -g\frac{dh}{dx} - \frac{H}{3}\frac{d^3h}{dxdt^2}.$$

Andererseits ist

$$u_1 = \frac{du}{dt} + u\frac{du}{dx} + w\frac{du}{dx}.$$

Wenn wir u durch seinen Mittelwert U ersetzen, dann können wir solches auch bei u_1 tun. Da dann das Glied $w\frac{du}{dx}$ wegen der Unabhängigkeit der Größe U von z gleich Null ist, so wird

$$u_{1m} = \frac{dU}{dt} + U\frac{dU}{dx},$$

und daher

$$\frac{dU}{dt} + U\frac{dU}{dx} + g\frac{dh}{dx} + \frac{H}{3}\frac{d^3h}{dxdt^2} = 0. \tag{58}$$

Mit dieser Gleichung verbinden wir die in der Form

$$\frac{dh}{dt} + H\frac{dU}{dx} + \frac{d \cdot hU}{dx} = 0 \tag{59}$$

geschriebene Gl. (55).

Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit V eines der lotrechten Schnitte der Anschwellung ist dadurch gekennzeichnet und begrifflich festgelegt, daß, sobald t um dt und x um Vdt zunehmen, h und U in dem entsprechenden Querschnitte wieder die gleichen,

also unbekannten, Abhängigen der Größe $(x - Vt)$ sind, d. h., daß ihre Abgeleiteten nach t gleich sind dem Produkte von $-V$ mal ihren Abgeleiteten nach x. Wir setzen daher in den Gleichungen (58) und (59) an Stelle der Abgeleiteten $\frac{d}{dt}$ nach t, die mit $-V$ multiplizierten Abgeleiteten $\frac{d}{dx}$ nach x und erhalten dann

$$\frac{d}{dx}\left[-VU\frac{1}{2}U^2+gh+\frac{HV^2}{3}\frac{d^2h}{dx^2}\right]=0 \quad \text{und}$$

$$\frac{d}{dx}\left[-Vh+HU+hU\right]=0.$$

Die beiden Klammergrößen sind also unabhängig von x oder konstant, wie groß auch x sein möge; und da alle ihre Glieder Null sind für $x=\infty$, so sind sie beide gleich Null. Das liefert uns die beiden Gleichungen

$$VU=\frac{1}{2}U^2+gh+\frac{HV^2d^2h}{3dx^2} \quad \text{und}$$

$$Vh=U(H+h),$$

von denen die zweite die schon gefundene Gl. (46) ist. Durch Fortschaffen von U aus diesen beiden Gleichungen erhalten wir

$$V^2\left(1-\frac{1}{2}\frac{h}{H+h}-\frac{H^2d^2h}{3hdx^2}\right)=g(H+h)$$

oder genügend genau, wenn wir die Potenzen von $\frac{h}{H}$ die höher als Eins sind und die Produkte $\frac{h}{H}$ mal $\frac{d^2h}{dx^2}$ vernachlässigen,

$$V^2=g(H+h)\left(1+\frac{h}{2H}+\frac{H^2}{3h}\frac{d^2h}{dx^2}\right)$$

oder auch

$$V=\sqrt{gH\left(1+\frac{3h}{2H}+\frac{H^2}{3h}\frac{d^2h}{dx^2}\right)} \tag{60}$$

und endlich, mit dem gleichen Näherungsgrade

$$V=\sqrt{gH}\left(1+\frac{3h}{4H}+\frac{H^2}{6h}\frac{d^2h}{dx^2}\right). \tag{61}$$

Da hiernach die Fortpflanzungsgeschwindigkeit eines beliebigen Schnittes der Welle eine Abhängige der Erhöhung h und der Krümmung $\frac{d^2h}{dx^2}$ im entsprechenden Punkte der Oberfläche ist, so bewegen sich die verschiedenen lotrechten Schnittebenen irgend einer Anschwellung mehr oder weniger schnell je nach den bezüglichen Werten dieser beiden Größen.

Nun ist

$$\frac{d^2h}{dx^2}=\frac{\left[1+\left(\frac{dh}{dx}\right)^2\right]^{\frac{3}{2}}}{\varrho}.$$

Ist der Krümmungshalbmesser ϱ sehr groß, wie das z. B. bei den **Flutwellen** (s. später) der Fall ist, kann also das dritte Glied in der Klammer der Gl. (61) vernachlässigt werden, dann vereinfachen sich die Gleichungen (60) und (61) auf die Näherungsgleichungen (47) oder (48), die auf einem ganz anderen Wege abgeleitet wurden.

Energie der Übertragungswelle.

Die gesamte Energie einer Anschwellung, d. h. die Arbeit, die sie leisten würde, wenn das Wasser zur Ruhe käme, ist konstant, wenn man die Reibung der Flüssigkeitsteilchen vernachlässigt, was statthaft ist, sobald man die Bewegung nur während eines begrenzten Zeitraumes betrachtet. Die Molekularwirkungen, die dann normal zu den Flächen gerichtet sind, auf die sie ausgeübt werden, erzeugen bei den Formänderungen der Flüssigkeit keinerlei Arbeit, wenn der Rauminhalt konstant bleibt. Das gleiche gilt für die Drücke auf die freie Oberfläche und die festen Wände. Es bleibt daher als die auf die Flüssigkeit einwirkende und zur Erzeugung von Arbeit fähige Kraft nur die Schwere übrig, und die gesamte von dieser erzeugte Arbeit bewirkt, indem sie die Lagenenergie vermindert, die Vermehrung der Bewegungsenergie der Flüssigkeitsteilchen um den gleichen Betrag, so daß die gesamte Energie konstant ist. Ihre Größe läßt sich folgendermaßen bestimmen.

Es sei Q der Rauminhalt der Anschwellung oder der Rauminhalt der Flüssigkeit, deren plötzlicher Einlaß die Welle hergerufen hat. Dieser Rauminhalt kann sich aus positiven und negativen Anteilen zusammensetzen, je nachdem die freie Oberfläche über oder unter dem Anfangsspiegel liegt, d. h. h positiv oder negativ ist. Es sei ζ die Höhe des Schwerpunktes von Q über der freien Oberfläche, $H+\zeta$ seine Ordinate, und ξ seine Abszisse. Die Lagenenergie der Welle ist für jedes der Elemente hdx gleich seinem Gewicht $\gamma h dx$ mal der Höhe $\frac{h}{2}$ seines Schwerpunktes über der freien Oberfläche, also gleich $\gamma \frac{h^2}{2} dx$. Für die ganze Welle ist sie die gleiche, wie wenn das ganze Volumen Q oder das ganze Gewicht γQ im Schwerpunkt vereinigt sei: sie hat den Wert $\gamma Q \zeta$.

Die Bewegungsenergie oder die halbe lebendige Kraft ist für einen Streifen $(H+h)dx$ zwischen zwei um dx voneinander entfernten Lotebenen gleich dem halben Produkt der Masse $\frac{\gamma}{g}(H+h)dx$ dieses Streifens mal dem Quadrate der Geschwindigkeit U aller seiner Teilchen, unter der Annahme, daß diese sämtlich die gleiche wagerechte Geschwindigkeit U haben und unter Vernachlässigung des Quadrates der Vertikalkomponente dieser Geschwindigkeiten. Somit ist die Bewegungsenergie gleich $\frac{\gamma}{2g}(H+h)U^2 dx$.

Nach Gl. (46) ist $(H+h)^2 U^2 = h^2 V^2$ und weiter genügend genau nach Versuchen $V^2 = g(H+h)$. Daher ist $(H+h)U^2 = gh^2$ und die Bewegungsenergie eines Elements gleich $\frac{\gamma}{2g} gh^2 dx$ oder von der gleichen Größe wie die Lagenenergie. Folglich ist die Summe der Bewegungsenergieen für alle Elemente die gleiche wie die Summe $\gamma Q \zeta$ ihrer Lageenergieen. Die Gesamtenergie ist daher doppelt so groß als jede einzelne. Bezeichnet man sie mit γE, dann ist

$$\gamma E = 2\gamma Q \zeta \quad \text{oder} \quad E = 2Q\zeta. \tag{62}$$

Da E konstant ist, so ist auch $2Q\zeta$ konstant. Die Höhe ζ des Schwerpunktes einer Anschwellung über dem ursprünglichen Wasserspiegel ist also konstant.

Da die einzigen auf die Flüssigkeit wirkenden äußeren Kräfte, die Schwere und die Gegenwirkung der Sohle, lotrecht sind, so muß die Bewegungsgröße nach der Wagerechten auch konstant sein. Diese Größe ist die gleiche, wie wenn die Masse die

Geschwindigkeit $\frac{d\xi}{dt}$ des Schwerpunktes hätte. Daraus folgt, daß diese Geschwindigkeit unveränderlich ist.

Der Umstand, daß der Schwerpunkt der Anschwellung in einer konstanten Höhe bleibt, verhindert nicht die Abflachung der Welle. Es genügt, daß sie in abwechselnd positive und negative Teile zerfällt, deren algebraische Summe allein ihr unveränderliches Volumen darstellt. Die Schwerpunkte der positiven und negativen Teile können sich unbegrenzt der ursprünglichen freien Oberfläche nähern, während der auf der sie verbindenden Geraden liegende allgemeine Schwerpunkt sich stets in der gleichen Höhe erhält.

Anwendungen. Es werde eine gewisse Wassermenge mit einem konstanten Zufluß während einer abschätzbaren Zeit in einen Kanal mit stillstehendem Wasser eingelassen. Dann bildet sich, Fig. 108, eine ziemlich lange aber begrenzte Anschwellung von einer anfänglichen Form $ABCD$, die aus einem nahezu wagerechten Teil BC besteht, der mit dem ursprünglichen Wasserspiegel durch zwei Krümmungen AB und CD in Verbindung steht. Für den wagerechten Teil mit der Krümmung Null ergibt sich daher nach Gl. (61) die Fortpflanzungsgeschwindigkeit

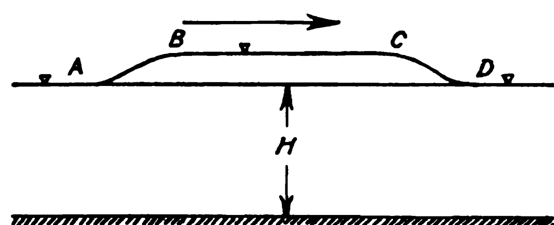


Fig. 108.

$$V = \sqrt{gH}\left(1 + \frac{3h}{4H}\right).$$

Bei B hat die Krümmung oder der umgekehrte Wert des Krümmungshalbmessers $\frac{d^2h}{dx^2}$ einen negativen Wert, h ist kleiner: die Geschwindigkeit daselbst ist also kleiner als in dem wagerechten Teile. Der hintere Teil der Anschwellung hat daher das Bestreben sich abzulösen und eine Sonderwelle zu bilden. Da die gleiche Zerlegung andauert, so löst sich die anfängliche Anschwellung in eine gewisse Anzahl von Sonderwellen auf, bis die Krümmung im Scheitel einer jeden von ihnen so groß geworden ist, daß die Geschwindigkeit des höchsten Punktes die der benachbarten Teilchen nicht überschreitet. — Diese Erscheinung ist von Scott Russell sehr sorgfältig beobachtet worden.

Dauert der gleichmäßige Wasserzufluß unbegrenzt an, dann wird die Anschwellung sich zunächst in der Form AB bilden. (Fig. 109.)

Aus dem soeben dargelegten Grunde schreitet der wagerechte Teil der Anschwellung schneller fort als ihr Vorderabhang, woselbst durch die Krümmung eine negative Einwirkung herbeigeführt wird. Der Vorderteil der Anschwellung wird daher von dem von achtern nachfließenden Wasser überflutet und erhöht sich so lange, bis sein Übermaß an Höhe den Einfluß der letzten negativen Klammergröße der Gl. (61) aufhebt. Auf diese Weise bildet sich die Bazinsche [34] Anfangswelle, deren Höhe Bazin auf $\frac{3}{2}h$ oder auf das anderthalbfache der Höhe der nachfolgenden Anschwellung gefunden hat.

Sobald unter diesen Bedingungen bei den Bazinschen Versuchen Gleichgewicht erreicht war, wurde die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Anschwellung AB von gleichförmiger Höhe und von der Krümmung Null von Bazin experimentell gefunden

$$V = \sqrt{g \cdot \overline{EK}} = \sqrt{g\,(H + \tfrac{3}{2}h)},$$

in Übereinstimmung mit der Näherungsformel (47) und der genauen Formel (60), wenn in letzterer die Krümmung $\frac{d^2h}{dx^2}$ gleich Null gesetzt wird.

Die Anfangswelle kann sich mit der ihr nachfolgenden Anschwellung nur durch eine konkave Kurve vereinigen, für welche, da das letzte Glied von V positiv ist, die Fortschreitungsgeschwindigkeit größer ist als die der Anschwellung. Folglich muß sich ein leerer Raum zwischen der Anfangswelle und der ihr folgenden Anschwellung bilden. Die so gebildete Aushöhlung F erreicht nicht die ursprüngliche freie Oberfläche DC, denn für ein negatives h würde V beträchtlich kleiner werden als das V der Anschwellung, die nachfließend sofort den Wasserspiegel wieder heben würde. Diese

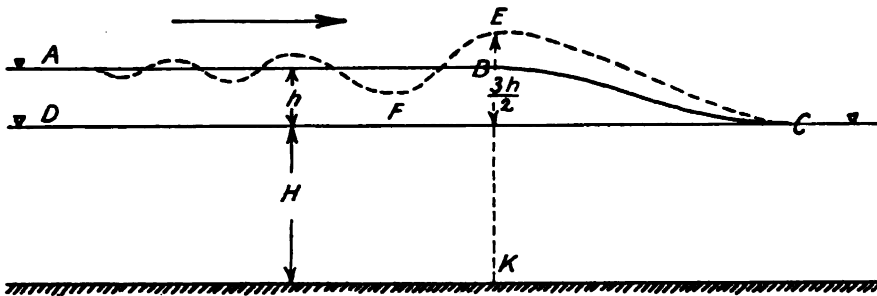


Fig. 109.

erste Höhlung kann sich daher mit der rückwärts liegenden Anschwellung nur durch eine konvexe Strecke vereinigen, deren Scheitel oberhalb AB liegt, usw. Die Gl. (61) gibt also von all den Einzelheiten Rechenschaft, die von Bazin ausführlich beobachtet und beschrieben sind.

§ 3. Einzel- oder Stauwelle.

Erläuterung und Gleichung. Unter allen verschieden geformten und fortschreitenden Anschwellungen gibt es eine, deren Höhen h und Krümmungen $\frac{d^2h}{dx^2}$ so verteilt sind, daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeit für alle ihre Elemente die gleiche ist. Das ist die von dem englischen Ingenieur J. Scott Russell experimentell untersuchte und von ihm so genannte Einzelwelle. Scott Russell führte seine Versuche im Auftrage der British Association for the Advancement of Science aus. Sie sind in den Berichten der Association für die Jahre 1837 und 1844 (London) veröffentlicht und wurden ursprünglich im Interesse der Kanalschiffahrt unternommen. —

Zur Bestimmung der Form der Einzelwelle drücken wir daher die Unveränderlichkeit der Summe der beiden letzten veränderlichen Größen in der Gl. (61) durch die Bedingung aus

$$\frac{3h}{4H} + \frac{H^2 d^2h}{6h\,dx^2} = \frac{h_1}{2H}, \tag{63}$$

oder auch

$$\frac{d^2h}{dx^2} = \frac{3h}{2H^3}(2h_1 - 3h). \tag{64}$$

In Gl. (64) ist h_1 eine Konstante. Durch sie wird die Wellenform bestimmt.

Um die Gleichung zu integrieren, multiplizieren wir beide Seiten mit $2\frac{dh}{dx}dx$ und beachten, daß für $\frac{dh}{dx}=0$ auch $h=0$ wird. Dann wird

$$\left(\frac{dh}{dx}\right)^2=\frac{3h^2}{H^3}(h_1-h). \tag{65}$$

Da das erste Glied dieser Gleichung positiv ist, so muß stets sein

$$h \leqq h_1.$$

h_1 ist daher die Höhe des Scheitels der Einzelwelle über dem ursprünglichen Wasserspiegel.

Da der Hang $\frac{dh}{dx}$ für die Punkte gleicher Höhe h den gleichen absoluten Wert hat, so ist die Wellenoberfläche symmetrisch in bezug auf die größte Ordinate h_1.

Indem wir in Gl. (60) für die beiden letzten Ausdrücke ihren Wert h_1 nach Gl. (63) einsetzen, erhalten wir die Geschwindigkeit der Einzelwelle

$$V=\sqrt{g(H+h_1)},$$

im Einklang mit den sehr sorgsamen und zahlreichen Beobachtungen von Scott Russell und Bazin.

Wir formen nunmehr die Differentialgleichung (64) um, indem wir, an Stelle der Abszisse x eines Querschnittes, das Volumen $q=\int_x^\infty h\,dx$ als unabhängige Veränderliche nehmen. Wir haben dann $dq=-h\,dx$, und es wird, wenn wir dx aus Gl. (65) fortschaffen

$$\left(\frac{dh}{dq}\right)^2=\frac{3}{H^3}(h_1-h), \quad \text{oder} \quad dq\sqrt{\frac{3}{H^3}}=\frac{dh}{\sqrt{h_1-h}}.$$

Durch Integrierung erhalten wir

$$(q-C)\sqrt{\frac{3}{H^3}}=2\sqrt{h_1-h} \quad \text{oder} \quad h=h_1-\frac{3}{4H^3}(q-C)^2.$$

Für $x=\infty$ oder für $h=0$ ist $q=0$, mithin $C^2=\frac{4H^3h_1}{3}$. Andererseits ist aber auch für $h=h_1$ das Volumen $q=\frac{Q}{2}$, folglich $C=\frac{Q}{2}$ und somit wird

$$Q^2=\frac{16h_1H^3}{3}, \qquad h_1=\frac{3Q^2}{16H^3}.$$

Durch Elimination von h_1 und C erhalten wir endlich

$$h=\frac{3}{4H^3}q(Q-q). \tag{66}$$

h verändert sich also im einfachen Verhältnisse zum Produkte der beiden Teile, in welche das Gesamtvolumen Q der Anschwellung durch h zerlegt wird.

Energie und Stabilität der Einzelwelle.

Die Höhe ζ des Schwerpunktes der Welle über dem ursprünglichen Wasserspiegel ist

$$\zeta=\frac{1}{Q}\int_0^Q\frac{h}{2}dq.$$

Durch Einführung des Wertes h nach Gl. (66) und Integrierung erhalten wir

$$\zeta = \frac{Q^2}{16 H^3} = \frac{h_1}{3}.$$

Der Schwerpunkt einer Einzelwelle liegt also im Drittel der Höhe ihres Scheitels über dem ursprünglichen freien Wasserspiegel.

Nach Gl. (62) ist

$$E = 2Q\zeta = 2Q\frac{Q^2}{16H^3} = \left(\frac{Q}{2H}\right)^3 = \left(\sqrt{\frac{4h_1 H}{3}}\right)^3 \tag{67}$$

und daraus

$$Q = 2H\sqrt{E}; \qquad h_1 = \frac{3\sqrt[3]{E}}{4H}; \qquad \frac{Q}{h_1} = \frac{8H^2}{3\sqrt[3]{E}}. \tag{68}$$

Diese Formeln können den Vorgang beim Fortschreiten einer Welle im Kanal mit schwacher Sohlenneigung erklären, dessen Tiefe also allmählich abnimmt. Einen ähnlichen Vorgang haben wir auch beim Auflaufen der von der See kommenden Wellen auf einen flach geneigten Strand. Da die Energie konstant oder doch fast konstant ist, so nimmt der Rauminhalt Q der Welle mit H ab und ihre Höhe h_1 nimmt im umgekehrten Sinne zu. Das Verhältnis $\frac{Q}{h_1}$, das als Maß für die Wellenlänge gelten kann, nimmt ab mit H^2. Die höhere und kürzere Welle wird weniger und weniger stabil und bricht schließlich.

Die gleichen Formeln können zur näherungsweisen Berechnung der Energie des Stoßes dienen, welcher durch eine Welle auf ein lotrechtes und senkrecht von ihr getroffenes Hindernis ausgeübt wird. Da die gesamte Energie der Welle zur Erzeugung dieses Stoßes verbraucht wird, so ist die entsprechende lebendige Kraft

$$\gamma E = \gamma\left(\sqrt{\frac{4h_1 H}{3}}\right)^3.$$

Eine 1,00 hohe Einzelwelle, die sich in 5 m tiefem Wasser bewegt, übt auf eine lotrechte und zu ihrer Richtung senkrechte Mauer einen Stoß aus, dessen Energie, auf einen Meter wagerechter Länge den Wert hat

$$1000\left(\sqrt{\frac{4 \cdot 1{,}0 \cdot 5}{3}}\right)^3 \cong 17\,200 \text{ kgm}.$$

Die Einzelwelle, deren sämtliche Elemente mit der gleichen Geschwindigkeit fortschreiten, behält ohne Reibungswiderstände auf unbegrenzte Zeit ihre Form. Aber eine andere Anschwellung von verschiedener Form, für welche die Summe der beiden letzten Größen in der Gl. (61) nicht konstant ist, verändert beim Fortschreiten ihre Gestalt, indem sich die schnellsten Elemente zum Teil auf die vor ihnen befindlichen auftürmen. Es ist durchaus einleuchtend, daß die Bewegung nach einer Regelmäßigkeit hinstrebt oder daß alle diese voneinander verschiedenen Geschwindigkeiten in einer gemeinsamen sich vereinigen: die Welle nimmt daher schließlich die Gestalt der Einzelwelle, die allein stabil ist, an, um dann mit der Geschwindigkeit

$$V = \sqrt{g(H+h)}$$

fortzuschreiten.

Wir lassen noch einige der Gesetze folgen, die Scott Russell [35, 36] aus seinen erwähnten Versuchen ableitete, die er mit Einzelwellen in einem Trog von rechteckigem Querschnitt angestellt hat. Der Trog war 6,3 m lang, 0,31 m breit und 0,18 m tief.

Die von den Wellen durchlaufene Troglänge betrug 6,1 m. Russel fand zwar, daß die Troglänge zur genauen Bestimmung der Wellengeschwindigkeit nicht hinreichte, bemerkte aber gleichzeitig, daß die Welle von der lotrechten Stirnwand ohne Formänderung zurückgeworfen wurde und daher so gut beobachtet werden konnte, als ob der Trog selbst entsprechend länger gewesen sei. So wurden einige Wellen nach 60 maligem Zurückwerfen oder nach Zurücklegung einer Gesamtstrecke von 366 Meter beobachtet.

1) Die Welle ist *zylindrisch*, d. h. ihr Längenschnitt ist auf der ganzen Breite des Troges derselbe.

2) Die Fortbewegung der Wasserteilchen findet auf einer *Halbellipse* oder einer ähnlichen Kurve statt, deren Höhe für die an der Oberfläche befindlichen Wasserteilchen

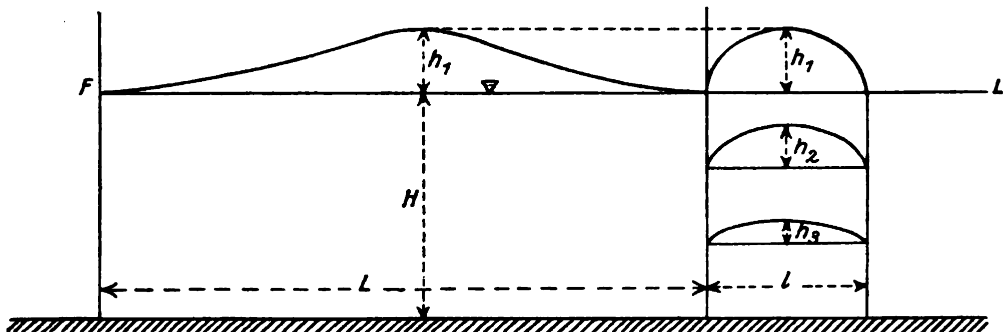


Fig. 110.

gleich der Höhe der Welle ist, nach der Sohle hin aber gleichmäßig bis zu Null abnimmt, so daß, Fig. 110,

$$h_2 = \frac{h_1}{H} z_2 .$$

l ist die Strecke, um die das Querschott zur Erzeugung der Welle vorgeschoben ist. Mit unseren früheren Bezeichnungen ist daher

$lHb = Q$, für einen *Kanal mit rechteckigem Querschnitt*,

oder

$\alpha l H b = Q$ für einen anderen Querschnitt F mit dem Völligkeitsgrade

$$\alpha = \frac{F}{Hb} .$$

Aus diesem Vorrücken der Wasserteilchen um die konstante Strecke l folgt, daß diejenigen Teilchen, die ursprünglich sich in derselben Lotrechten befanden, während der ganzen Bewegung genau lotrecht übereinander verbleiben. Man kann in der Tat feststellen, daß eine lotrecht und quer in den Kanal gestellte Scheibe das Fortschreiten der Welle in keiner Weise stört, falls sie mitgenommen und um die Strecke l wagerecht verschoben werden kann.

3) Die Wellenhöhe h_1 darf nicht größer werden als die Wassertiefe H, sonst *bricht* die Welle.

4) Die Geschwindigkeit der Welle ist

$$V = \sqrt{g(H + h_1)} .$$

Diese Formel geht in die von *Lagrange* gefundene

$$V = \sqrt{gH}$$

über, wenn h sehr klein im Vergleich zu H ist. Wenn andererseits h_1 seinen Größtwert H erreicht, dann wird

$$V_m = \sqrt{2gH} \quad \text{oder} \quad \sqrt{2g\alpha H}$$

für rechteckigen oder einen anderen Kanalquerschnitt.

5) Höhe und Geschwindigkeit der Welle nehmen während der Fortpflanzung der Welle ab, und zwar um so schneller, je enger und flacher der Kanal ist, je unregelmäßiger seine Querschnitte und je rauher seine Seitenwände sind.

Die folgende Tafel enthält die Beobachtungen über die Dauer einer Einzelwelle.

Zeit	Durchlaufene Strecke	Wellen-höhe h_1	Geschwindigkeit der Welle	
			beobachtet	berechnet
Sekunden	m	mm	m	m
0	0	34	—	—
19	24,4	32	1,284	1,260
39	48,8	27	1,220	1,244
59	73,2	19	1,220	1,217
79,5	97,6	17	1,162	1,206
100	122	13	1,162	1,186
121	146,4	10	1,162	1,171
142	170,8	8	1,162	1,165
163	195,2	7	1,162	1,156
184	219,6	5	1,162	1,150
205,5	244	4	1,162	1,147
227,5	268,4	4	1,107	1,144
248,5	292,8	3	1,107	1,141
270	317,2	3	1,162	1,138
302,5	353,8	2	1,101	1,135

Bewegung der Einzel- oder Stauwelle in strömendem Wasser.

Die für das Fortschreiten der Stauwelle in ruhigem Wasser gefundenen Formeln können leicht für strömendes Wasser angewendet werden, falls dieses die gleichförmige Geschwindigkeit U besitzt. Man nehme nur an, daß die Z-Achse, anstatt unbeweglich zu sein, sich gleichfalls mit der Geschwindigkeit U bewege. Da alsdann die Welle mit Bezug auf diese Achse eine Geschwindigkeit $\sqrt{gH}\left(1+\frac{3h}{4H}\right)$ besitzt, so ist ihre wirkliche, auf eine feste Achse bezogene Geschwindigkeit

$$V = U \pm \sqrt{gH}\left(1+\frac{3h}{4H}\right),$$

wo das Vorzeichen + oder — gilt, je nachdem die relative Geschwindigkeit U gleich- oder U entgegengesetzt gerichtet ist.

Diese Überlegung würde genau sein, wenn alle Wasserteilchen des Wasserlaufquerschnittes wirklich die gleiche Geschwindigkeit U hätten. Dem ist bekanntlich nicht so, vielmehr bewirkt die Ungleichheit der Geschwindigkeiten der verschiedenen Wasserfäden eine Verminderung der absoluten Geschwindigkeit der Welle. Es ist daher genauer

$$V = U \pm \sqrt{gH}\left(1+\frac{3h}{4H}-\eta\right),$$

wo η ein Zahlenkoeffizient, beträchtlich kleiner als die Einheit, ist.

Es sei U_1 der positive oder negative Zuwachs der mittleren Geschwindigkeit im Augenblicke des Vorübergangs der Welle, so daß $U + U_1$ die mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt von der Höhe $H + h$ ist; U_1 sei gleichfalls die relative Geschwindigkeit in bezug auf die bewegliche Achse: dann läßt sich auf diese Geschwindigkeit die Näherungsformel (47) anwenden, welche nunmehr liefert

$$h = \pm \frac{U_1}{\sqrt{gH}} H.$$

Durch Einsetzen dieses Wertes von h in die vorige Gleichung wird

$$V = U \pm \sqrt{gH}(1-\eta) + \frac{3}{4} U_1. \tag{69}$$

Erzeugt man z. B. durch Unterbrechung des Ausflusses am unteren Ende eines Kanals einen ansteigenden Stau, dann kann man $U + U_1 = 0$ setzen, weil die Geschwindigkeit in den Querschnitten vernichtet wird und kann in der vorstehenden Gleichung das negative Vorzeichen nehmen, weil die Stauwelle stromauf läuft. Es wird alsdann

$$-V = \sqrt{gH}(1-\eta) - \frac{1}{4} U.$$

Die Geschwindigkeit der Fortpflanzung ist also in ihrem absoluten Wert ein wenig kleiner als die Größe $\sqrt{gH} - \frac{1}{4} U$, die ihr Bidone [37] auf Grund seiner Versuche beigelegt hatte. Das hat Bazin [34] erkannt, der folgende Formel auf Grund seiner eigenen Versuche vorschlug:

$$V = \sqrt{gH} - \frac{2}{5} U. \tag{70}$$

Läuft die Welle mit der Strömung, dann ist nach Bazins Versuchen

$$V = \sqrt{gH} + \frac{3}{5} U. \tag{71}$$

Der Zusammenhang der letzten beiden Gleichungen ist dadurch gekennzeichnet, daß man aus Gl. (71) durch Abziehen des Wertes U die Gl. (70) erhält.

Bei der Erörterung des Verhaltens der Flutwellen in Kanälen und Flußmündungen werden wir auf die vorstehenden Ergebnisse zurückkommen, während eine Untersuchung der Form der Einzel- und Stauwellen hier unterlassen wird, da eine solche nur für den Schiffbauer praktische Bedeutung hat.

Die von Scott Russell durch Versuche gefundene Tatsache, daß die wirtschaftlichste Geschwindigkeit für ein in einem Kanale fahrendes Schiff die gleiche ist wie die Geschwindigkeit der von ihm hervorgerufenen Übertragungswelle, also dann eintritt, wenn das Schiff auf dem Scheitel dieser Welle bleibt, ist zwar von allgemeinem Interesse, aber praktisch bedeutungslos, da dann Fahrgeschwindigkeiten erfordert würden, bei denen die Kanalufer zerstört werden würden.

§ 4. Schwingungswellen.

Wellen bei unendlicher Tiefe.

Die folgenden Entwicklungen beschränken sich auf zylindrische Wellen, bei denen je zwei materielle Punkte, die ursprünglich in einer zu einer gewissen Lotebene senkrechten Geraden lagen, beständig in einer solchen Geraden bleiben und dabei kongruente ebene Bahnen durchlaufen, die mit der Lotebene parallel sind. Die Wellen-

flächen sind zu dieser Ebene senkrechte Zylinderflächen. Die dauernde Ausbildung zylindrischer Wellen setzt eine im Sinne der Geraden unbegrenzte Ausdehnung des Wassers oder seine Begrenzung durch ebene, mit der Lotebene parallele Wände voraus. Die Lotebene schneidet die Wellenflächen in Wellenlinien, die Wellenoberfläche in der oberen Wellenlinie. Wir geben nunmehr die immer noch grundlegende und zugleich einfachste und erfolgreichste von Franz Gerstner aufgestellte Wellentheorie [38] wieder, weil sie einen klaren Einblick in das Wesen und die innere Anordnung dieser zunächst nur gedachten Wellen gibt.

Das Wasser sei bereits in einer Wellenbewegung und setze sie, sich selbst überlassen, fort. Der statische Druck, den jedes Wasserteilchen erleidet, ist an der Wasseroberfläche gleich Null und nimmt mit der Wassertiefe zu. In dem bewegten Wasser ist er aber nicht, so wie im ruhigen, nur von der Tiefe abhängig, weil die verschiedene Bewegung der Teilchen auch noch einen wechselseitigen Druck hervorbringen kann.

Wir wollen nun einen beliebigen Punkt A, Fig. 111, unter der Wasseroberfläche annehmen und alle Punkte gleichen Druckes durch die Linie AMN verbunden denken. Diese im ruhigen Wasser gerade und wagerechte Linie wird im bewegten Wasser irgendeine krumme Linie sein. Man denke sich nun der ganzen Wassermasse eine Bewegung erteilt, welche die gleiche wagerechte, aber entgegengesetzt gerichtete Geschwindigkeit habe wie die Geschwindigkeit, mit der die Wellenform fortschreitet: dann wird ihre Oberfläche zu einer unbeweglichen, stillstehenden im Raume und gleichzeitig zu einer Fläche gleichen Druckes, weil die sie einnehmenden verschiedenen Wasserteilchen in jedem Augenblicke nur den Druck der Atmosphäre erhalten. Dann werden auch die Wasserteilchen der anderen Wellenflächen gleichen Druckes, die unter derjenigen liegen, in welcher der Druck konstant ist, nur unter sich gleiten. Die Linie AMN bezeichnet daher zugleich den Weg, nach dem sich die Wasserteilchen A, M, N bewegen.

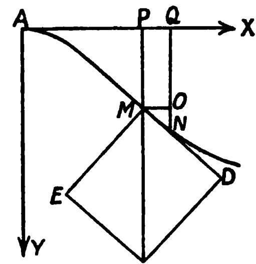


Fig. 111.

Es bewege sich nun irgendein Wasserteilchen nach der krummen Linie AMN. Weil der Druck, den es von den umgebenden Teilchen erleidet, auf dieser Bahn von allen Seiten gleich ist, so hat man bei seiner Beschleunigung nur sein Gewicht dq zu berücksichtigen.

Man ziehe durch den höchsten Punkt der Bahn A die Wagerechte AQ; das Teilchen befinde sich in M, und man ziehe MP senkrecht auf AQ.

Dann ist AM die wirkliche, AP die wagerechte und PM die senkrechte Strecke, die das Teilchen zurückgelegt hat. Man setze

$$AM = s \qquad AP = x \qquad PM = y$$
$$MN = ds \qquad PQ = dx \qquad ON = dy.$$

Ist ferner v die Geschwindigkeit des Teilchens in M nach der Richtung seiner Bahn, dann ist $v\frac{dx}{ds}$ seine Geschwindigkeit in wagerechtem, und $v\frac{dy}{ds}$ seine Geschwindigkeit in lotrechtem Sinne.

Ebenso zerfällt die Kraft der Schwere $dq = MC$ in $MD = dq\frac{dy}{ds}$, die das Teilchen nach der Richtung seiner Bahn beschleunigt, und in $ME = dq\frac{dx}{ds}$, die einen senkrecht auf die Bahn MN gerichteten Druck ausübt, folglich die Bewegung des Teilchens weder verzögert noch beschleunigt.

Die Anwendung des Prinzips der lebendigen Kraft auf die Bewegung des Teilchens von A, wo es eine Geschwindigkeit v_0 hatte, bis M ergibt

$$v^2 = v_0^2 + 2gy. \tag{72}$$

Von der Kraft ME, mit der das Gewicht des Wasserteilchens senkrecht auf seine Bahn drückt, ist die Fliehkraft dieses Teilchens abzuziehen, vermöge welcher es nach der Richtung der Tangente MD fortzugehen strebt. Es sei ϱ der Krümmungshalbmesser des Bogens MN, dann ist diese Fliehkraft

$$\frac{dq}{g}\,\frac{v^2}{\varrho}.$$

Demnach ist der Druck des Wasserteilchens auf die Bahn MN

$$dq\left(\frac{dx}{ds} - \frac{v^2}{g\varrho}\right)$$

oder auf die Längeneinheit, da $MN = ds = v\,dt$ ist,

$$\frac{dq}{v\,dt}\left(\frac{dx}{ds} - \frac{v^2}{g\varrho}\right).$$

Dieser Druck ist aber unserer Voraussetzung gemäß für alle Punkte der Linie AMN konstant.

Ist daher ϱ_0 der Krümmungshalbmesser von AMN im Punkte A, dann wird

$$\frac{dq}{v\cdot dt}\left(\frac{dx}{ds} - \frac{v^2}{g\varrho}\right) = \frac{dq}{v_0\cdot dt}\left(1 - \frac{v_0^2}{g\varrho_0}\right)$$

oder

$$\frac{dx}{ds} - \frac{v^2}{g\varrho} = \frac{v}{v_0}\left(1 - \frac{v_0^2}{g\varrho_0}\right).$$

Führt man nun den bekannten Wert

$$\frac{1}{\varrho} = -\frac{d\,\frac{dx}{ds}}{dy}$$

ein und multipliziert alle Glieder mit dv, so erhält man

$$dv\frac{dx}{ds} + \frac{v^2dv}{g\,dy}\,d\frac{dx}{ds} = \frac{v\,dv}{v_0}\left(1 - \frac{v_0^2}{g\varrho_0}\right).$$

Nun ist
$$v\,dv = g\,dy.$$

Ferner sei
$$\frac{g}{v_0^2} - \frac{1}{\varrho_0} = \frac{1}{k}.$$

Mithin
$$dv\frac{dx}{ds} + v\,d\frac{dx}{ds} = \frac{v_0\,dy}{k}.$$

Das Integral dieser Gleichung ist

$$v\frac{dx}{ds} = \frac{v_0 y}{k} + C.$$

Weil im höchsten Punkte der Bahn

$$v = v_0, \qquad dx = ds \quad \text{und} \quad y = 0,$$

so ist
$$C = v_0.$$

Demnach wird die Geschwindigkeit des Wasserteilchens nach der wagerechten Richtung

$$v\frac{dx}{ds} = v_0\left(1 + \frac{y}{k}\right). \tag{73}$$

Durch Quadrieren dieser Gleichung ergibt sich, da

$$dx^2 = ds^2 - dy^2,$$

$$v^2 - v^2 \frac{dy^2}{ds^2} = v_0^2 + \frac{2 v_0^2 y}{k} + \frac{v_0^2 y^2}{k^2}.$$

Da nach Gl. (72)

$$v^2 = v_0^2 + 2gy,$$

so ergibt sich nach einigen Umformungen die Geschwindigkeit des Wasserteilchens nach der lotrechten Richtung

$$v \frac{dy}{ds} = v_0 \sqrt{\frac{2y}{\varrho_0} - \frac{y^2}{k^2}}. \tag{74}$$

Daraus folgt:

1. Die lotrechte Bewegung verschwindet sowohl für $y = 0$ als auch für

$$y = \frac{2k^2}{\varrho_0}.$$

Demnach ist die Wellenhöhe (Fig. 112) oder allgemeiner die Höhe einer krummen Linie gleichen Drucks zwischen ihrem höchsten und niedrigsten Punkt

$$BE = \frac{2k^2}{\varrho_0}.$$

2. Die Geschwindigkeit nach der Lotrechten ist am größten für

$$y = \frac{k^2}{\varrho_0} = \frac{1}{2} BE,$$

d. h. in der Mitte zwischen dem niedrigsten und höchsten Punkt einer Welle.

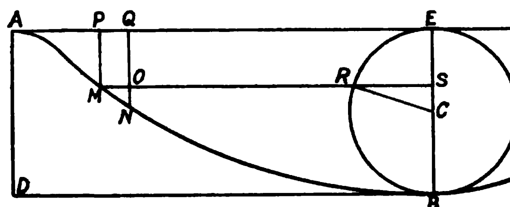


Fig. 112.

3. Die wagerechte Geschwindigkeit nimmt mit der Tiefe y zu. Sie ist daher am kleinsten im höchsten Punkte A und am größten im niedrigsten Punkt B der Welle.

In A ist sie $= v_0$.

In B, wo $y = \frac{2k^2}{\varrho_0}$ ist, ist sie

$$v_0 \left(1 + \frac{2k}{\varrho_0}\right) = v_0 \frac{\varrho_0 + \frac{v_0^2}{g}}{\varrho_0 - \frac{v_0^2}{g}}.$$

Die Zeit t, in der das Teilchen von A nach M gelangt, ergibt sich aus Gl. (74), denn sie gibt zunächst

$$\frac{ds}{v} = \frac{dy}{v_0 \sqrt{\frac{2y}{\varrho_0} - \frac{y^2}{k^2}}} = dt.$$

Behufs Integrierung setze man

$$1 - \frac{\varrho_0 y}{k^2} = \cos\varphi, \text{ woraus } y = \frac{k^2}{\varrho_0}(1 - \cos\varphi) \text{ und } dy = \frac{k^2}{\varrho_0} \sin\varphi \, d\varphi.$$

Man erhält so, nach den nötigen Umformungen

$$dt = \frac{k d\varphi}{v_0}.$$

Folglich

$$t = \frac{k}{v_0} \varphi. \tag{75}$$

Beschreibt man in Fig. 112 über $EB = \frac{2k^2}{\varrho_0}$ den Kreis ERB, und zieht man durch M die Wagerechte MS, die diesen Kreis in R schneidet, so ist

$$\cos ECR = \frac{CS}{CR} = \frac{CE - SE}{CR} = \frac{\frac{k^2}{\varrho_0} - y}{\frac{k^2}{\varrho_0}} = 1 - \frac{\varrho_0 y}{k^2} = \cos\varphi.$$

Folglich ist der Winkel $ECR = \varphi$.

Es verhalten sich daher die Zeiten, in denen das Teilchen von A nach M und von A nach B gelangt, wie die Bogen ER und ERB.

Setzt man den obigen Wert $y = \frac{k^2}{\varrho_0}(1 - \cos\varphi)$ in die Gleichungen (73) und (75), so ergibt sich noch, da

$$\frac{v_0}{k} = \frac{g}{v_0} - \frac{v_0}{\varrho_0},$$

für die wagerechte Geschwindigkeit

$$v\frac{dx}{ds} = \frac{kg}{v_0} - \frac{kv_0}{\varrho_0}\cos\varphi \tag{76}$$

und für die lotrechte Geschwindigkeit

$$v\frac{dy}{ds} = v_0\sqrt{\frac{2k^2}{\varrho_0{}^2} - \frac{k^2}{\varrho^2}(1 + \cos^2\varphi)}$$

oder

$$v\frac{dy}{ds} = \frac{kv_0}{\varrho_0}\sin\varphi. \tag{77}$$

Suchen wir nunmehr die Gleichung für die Bahn AMB.

Die Gl. (76) gibt

$$dx = \left(\frac{kg}{v_0} - \frac{kv_0}{\varrho_0}\cos\varphi\right)\frac{ds}{v}.$$

Weil aber nach früherem

$$\frac{ds}{v} = dt = \frac{k}{v_0}\,d\varphi,$$

so hat man

$$dx = \frac{k^2 g}{v_0{}^2}\,d\varphi - \frac{k^2}{\varrho_0}\cos\varphi\,d\varphi$$

und

$$x = \frac{k^2 g}{v_0{}^2}\varphi - \frac{k^2}{\varrho_0}\sin\varphi.$$

Die Integrationskonstante fällt fort, weil für den Punkt A sowohl x als auch φ verschwinden.

Die krumme Linie AMB wird demnach, da nach Gl. (75) $\varphi = \frac{v_0 t}{k}$, durch folgende zwei Gleichungen bestimmt:

$$y = \frac{k^2}{\varrho_0}(1 - \cos\varphi) = \frac{k^2}{\varrho_0}\left(1 - \cos\frac{v_0 t}{k}\right) \tag{78}$$

$$x = \frac{k^2 g}{v_0{}^2}\varphi - \frac{k^2}{\varrho_0}\sin\varphi = \frac{kgt}{v_0} - \frac{k^2}{\varrho_0}\sin\frac{v_0 t}{k}. \tag{79}$$

Aus diesen beiden Gleichungen läßt sich für jede beliebige Zeit t sowohl die Tiefe y als auch der wagerechte Weg x jedes Wasserteilchens berechnen, wenn für den höchsten Punkt der Bahn der Wasserteilchen die Geschwindigkeit v_0 und der Krümmungshalbmesser ϱ_0 gegeben sind.

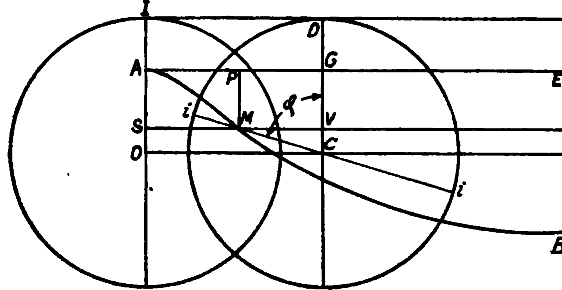


Fig. 113.

Diese Gleichungen zeigen nun, daß die krummen Linien, die wie AMB durch senkrechte Schnittebenen bestimmt sind, seien sie eine freie Wellenoberfläche oder andere Flächen gleichen Drucks, Trochoiden sind. Es sei Fig. 113 der Halbmesser des Kreises, der auf der geraden Linie JD fortgewälzt wird, $iC = R$ und

$$AO = r$$

die Entfernung des die krumme Linie beschreibenden Stiftes vom Mittelpunkte.

Nachdem der Kreis von J bis D gewälzt worden, befinde sich der Punkt J in i und der beschreibende Stift A in M; es sei der Winkel $DCi = \varphi$. Dann hat man

$$JD = iD = R\varphi, \quad MC = r, \quad MV = r\sin\varphi, \quad CV = r\cos\varphi;$$

demnach

$$\text{die Ordinate } PM = y = GC - CV = r - r\cos\varphi,$$
$$\text{die Abszisse } AP = x = SV - MV = R\varphi - r\sin\varphi.$$

Durch Vergleich dieser Gleichungen mit (78) und (79) ergibt sich der Halbmesser des Rollkreises

$$JO = R = \frac{gk^2}{v}$$

und der Halbmesser des beschreibenden Kreises

$$AO = r = \frac{k^2}{\varrho_0}.$$

Aus der Gl. $R = \frac{gk^2}{v}$ folgt

$$k = v_0\sqrt{\frac{R}{g}}.$$

Durch Einsetzen dieses Wertes in die Gl. (75) erhält man die Zeit

$$t = \varphi\sqrt{\frac{R}{g}}.$$

Für $\varphi = 2\pi$ ergibt sich die Zeit, in welcher der Scheitel einer Welle zu dem der nächstfolgenden gelangt, oder die Periode der Rollwelle

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}.$$

Diese Zeit hängt also nur ab vom Durchmesser $2R$ des Rollkreises oder von der Wellenlänge

$$L = 2AE = 2R\pi = \frac{gT^2}{2\pi}$$

und ist gänzlich unabhängig von der Wellenhöhe.

Dividiert man die Wellenlänge $2R\pi$ durch die Wellenperiode $T = 2\pi\sqrt{\frac{R}{g}}$, so erhält man die mittlere Geschwindigkeit der Welle

$$V = \sqrt{gR}.$$

Die Geschwindigkeiten der Wellen verhalten sich daher wie die Quadratwurzeln ihrer Längen.

Um die Gleichungen der Trochoiden leichter zu übersehen, drücke man in den Gleichungen (75), (76), (77) und (78) die Größen

$$k, \frac{kg}{v_0^2}, \frac{k}{\varrho_0}, \frac{k}{v_0}$$

durch Funktionen von R und r aus.

Die Gleichungen

$$R = \frac{k^2 g}{v_0^2}, \quad r = \frac{k^2}{\varrho_0}$$

geben

$$R - r = k^2\left(\frac{g}{v_0^2} - \frac{1}{\varrho_0}\right),$$

oder da nach früherem

$$\frac{g}{v_0^2} - \frac{1}{\varrho_0} = \frac{1}{k}$$

$$R - r = k;$$

woraus

$$\frac{kg}{v_0^2} = \frac{R}{k} = \frac{R}{R-r}; \quad \frac{k}{\varrho_0} = \frac{r}{k} = \frac{r}{R-r}; \quad \frac{v_0^2}{g\varrho_0} = \frac{r}{R}.$$

Man hat ferner

$$\frac{kg}{v_0} = \sqrt{gR} = V.$$

Durch Einführung dieser Werte in die genannten Gleichungen ergibt sich, immer unter Beachtung, daß

$$k = v_0\sqrt{\frac{R}{g}} = \frac{Vv_0}{g},$$

die Zeit $$t = \varphi\sqrt{\frac{R}{g}} = R\frac{\varphi}{V},$$

der Winkel $$\varphi = \frac{Ut}{R}, \qquad (80)$$

die wagerechte Geschwindigkeit $$v\frac{dx}{ds} = V\left(1 - \frac{r}{R}\cos\varphi\right), \qquad (81)$$

die lotrechte Geschwindigkeit $$v\frac{dy}{ds} = V\frac{r}{R}\sin\varphi, \qquad (82)$$

die nach der Wagerechten durchlaufene Strecke $x = R\varphi - r\sin\varphi$, (83)

die nach der Lotrechten durchlaufene Strecke

$$y = r(1 - \cos\varphi) = r \sin \text{vers.}\, \varphi. \qquad (84)$$

Der Mittelpunkt des Rollkreises, O, durchläuft während der Zeit t die Strecke

$$OC = JD = \text{Bogen } iD = R\varphi = Ut. \qquad (85)$$

Seine Geschwindigkeit ist daher

$$V = \frac{R\varphi}{t}. \qquad (86)$$

Aus diesen Gleichungen sehen wir, daß die Teilchen des Wassers, das in Wellenbewegung ist[1]), eine zweifache Bewegung haben:

1. Eine geradlinige, gleichförmige und wagerechte

$$R\varphi \text{ oder } Vt,$$

die allen Wasserteilchen gemeinsam ist (und, wie noch gezeigt werden wird, Abänderungen erleidet).

2. Eine Kreisbewegung mit der wagerechten und lotrechten Projektion

$$-r \sin\varphi \text{ und } r \sin \text{vers.} \varphi$$

oder

$$-r \sin\frac{Vt}{R} \text{ und } r \sin \text{vers.} \frac{Vt}{R}.$$

Jedes Wasserteilchen dreht sich nämlich in einem Kreise um einen Mittelpunkt herum, der selbst nach der wagerechten Richtung mit der Geschwindigkeit V fortbewegt wird. Beide Bewegungen sind gleichförmig, und nur in ihrer Vereinigung erzeugen sie die an den Wellen sichtbaren Ungleichheiten.

Ein einfaches Pendel, dessen Länge sich zur doppelten Wellenlänge so verhält, wie der Durchmesser eines Kreises zu seinem Umfange, verrichtet seine Schwingungen in der gleichen Zeit, in der das Wasser seine ganzen Kreise zurücklegt, oder in der es vom Scheitel einer Welle zum Scheitel der folgenden gelangt. Die Durchmesser dieser Kreise sind aber nicht alle von einerlei Größe. An der Oberfläche sind sie der Wellenhöhe gleich, unterhalb der Oberfläche nehmen sie nach dem Gesetz einer geometrischen Reihe ab, wie nunmehr bewiesen werden soll.

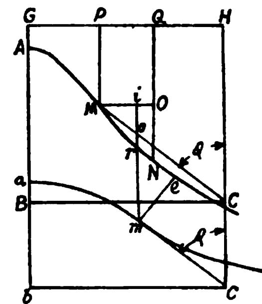


Fig. 114.

Es seien AMN, am, Fig. 114, die Wege, die zwei einander unendlich nahe Teilchen unter der Wasseroberfläche durchlaufen und BC, bc die Wege der Mittelpunkte ihrer Kreisbewegungen. Für das erste Wasserteilchen sei der höchste Punkt seiner Bahn in A, der zugehörige Mittelpunkt seiner Kreisbewegung senkrecht darunter in B. Zu gleicher Zeit sei das zweite Wasserteilchen gleichfalls auf dem höchsten Punkt seiner Bahn in a und der Mittelpunkt seiner Kreisbewegungen in b. Es befinden sich also alle vier Punkte A, a, B, b in der gemeinschaftlichen Lotrechten Gb. Nach Verlauf der Zeit t seien die Mittelpunkte B, b nach C und c gekommen. Weil sich alle Mittelpunkte mit der gemeinschaftlichen Geschwindigkeit U bewegen, so ist nach Gl. (85)

$$GH = BC = bc = Vt = R\varphi$$

und die Linie HCc ist stets eine Lotrechte.

Macht man die Winkel

$$HCM = Hcm = \varphi$$

und die Halbmesser

$$CM = BA, \; cm = ba,$$

so sind die Wasserteilchen A und a während der Zeit t nach M und m gelangt.

Da diese Wasserteilchen aus ihren Bahnen nicht austreten, so können wir uns die Wege AMN, amn als zwei Ufer vorstellen, zwischen denen das eingeschlossene

[1]) (In einem Meere, dem man nach unserer Voraussetzung eine allgemeine gleichförmige Bewegung erteilt hat, die seine Flächen gleichen Druckes unbeweglich macht, muß die mitzuteilende Geschwindigkeit $-V$ sein.)

Wasser fortfließt. **Durch alle Querschnitte, die wir auf beide einander unendlich nahe Ufer senkrecht annehmen, müssen daher während einerlei Zeit gleiche Wassermengen durchfließen.** Es müssen also die **Produkte aus jedem Querschnitt** me **in die Geschwindigkeit** v, **mit der das Wasser durch ihn fließt, alle einander gleich sein.** — Diese Bedingung läßt sich auch aus dem Grundsatz der Unzusammendrückbarkeit des Wassers oder der Unveränderlichkeit des Rauminhaltes seiner Teilchen ableiten (**Kontinuitätsbedingung**).

Die Größe des Querschnitts me läßt sich wie folgt ausdrücken. Es sei das mit den Mittelpunkten der Kreisbewegungen sich gleichmäßig bewegende Wasserteilchen der Oberfläche in H, folglich

$$GH = BC = bc.$$

Es seien ferner die Tiefe der Kreisungsmittelpunkte der Teilchen M

$$HC = z_1 \text{ und } Cc = dz_1,$$

die Halbmesser der Kreisbewegungen

$$MC = AB = r, \quad mc = ab = r + dr.$$

Man ziehe $mroi$ senkrecht, oder parallel zu cCH; so ist

$$Mo = MC - mc = -dr,$$

und weil der Winkel

$$Moi = MCH = \varphi,$$

so ist

$$Mi = -dr \sin\varphi; \quad oi = -dr\cos\varphi.$$

Die Strecke, die der Punkt M während der Zeit dt durchläuft, sei $MN = ds$, folglich $MO = dx$, $ON = dy$.

Wegen der Ähnlichkeit der Dreiecke Mir und MON ist

$$ir = Mi\frac{ON}{MO} = -dr\sin\varphi\frac{dy}{dx},$$

folglich, da $mo = Cc = dz_1$,

$$mr = mo + oi - ir = dz_1 - dr\cos\varphi + dr\sin\varphi\frac{dy}{dx}.$$

Weil auch das Dreieck emr ähnlich ist dem Dreieck OMN, so ist der Querschnitt

$$me = mr\frac{MO}{MN} = (dz_1 - dr\cos\varphi)\frac{dx}{ds} + dr\sin\varphi\frac{dy}{ds}.$$

Die in jeder Sekunde durch den Querschnitt me fließende Wassermenge ist offenbar

$$me\cdot v = (dz_1 - dr\cos\varphi)\, v\frac{dx}{ds} + dr\sin\varphi\, v\frac{dy}{ds}.$$

In Verbindung mit Gln. (81) und (82) ergibt sich

$$me\cdot v = V\left(dz_1 - dr\cos\varphi - \frac{r}{R}\cos\varphi\, dz_1 + \frac{r\,dr}{R}\right).$$

Da dieser Ausdruck für alle Punkte der Bahn AMN konstant sein muß, so darf er nicht vom Winkel φ abhängen. Folglich müssen die Glieder, die mit $\cos\varphi$ multipliziert sind, für sich verschwinden. Demnach ist

$$R\,dr + r\,dz_1 = 0, \text{ woraus } R\cdot\lg r + z_1 = \text{Konst.}$$

Für die Oberfläche des Wassers sei der Halbmesser des Umlaufkreises oder die halbe Höhe der Wellen $= r_0$. Da dann für $z = 0$, $r = r_0$ wird, so ist Konst. $= R\cdot\lg r_0$. Somit

$$\lg\frac{r}{r_0} + \frac{z_1}{R} = 0.$$

Bezeichnet man daher mit e die Grundzahl der natürlichen Logarithmen, so wird

$$r = r_0 e^{-\frac{z_1}{R}} = r_0 e^{-\frac{2\pi z_1}{L}}. \tag{87}$$

Werden daher die Tiefen z_1 der Mittelpunkte der Kreisbewegungen in einer arithmetischen Reihe 0, z_1, $2z_1$, $3z_1$ ... genommen, so folgen die dazu gehörigen Halbmesser der Kreisbewegungen r_0, $r_0 e^{-\frac{z_1}{R}}$, $r_0 e^{-\frac{2z_1}{R}}$ ... dem Gesetz einer abnehmenden geometrischen Reihe.

Setzt man endlich den Wert $dz_1 = -\frac{R\,dr}{r}$ in die Gl. (86), so erhält man das Element der Wassermenge, die durch jeden Querschnitt me fließt,

$$V\left(dz_1 + \frac{r\,dr}{R}\right) = -V\frac{R^2 - r^2}{Rr}dr. \tag{88}$$

Die verschiedenen Bewegungen der Wasserteilchen in den Wellen werden durch Fig. 115 veranschaulicht. Für die Oberfläche des Wassers ist gewählt

$$r_0 = r \text{ (für } z_1 = 0) = R,$$

d. h. es ist vorausgesetzt, daß die wagerechte Geschwindigkeit der Wasserteilchen genau gleich ist der Geschwindigkeit ihrer Kreisbewegung. Unter dieser Voraussetzung ist die Wellenlinie $ABCDEFGHIKLMA$ eine gemeine Zykloide: der Mittelpunkt der Kreisbewegung bewegt sich auf der Wagerechten NO und die Höhe der Wellen ist

$$AP_2 = 2\,OG = 2\,R.$$

Unter der Oberfläche des Wassers sind die Tiefen der Mittelpunkte O_1, O_2, O_3 ... in arithmetischer Reihe genommen, nämlich

$$OO_1 = \frac{1}{2}R, \quad OO_2 = R, \quad OO_3 = \frac{3}{2}R \ldots$$

Die Halbmesser der diesen Tiefen zugehörigen Umlaufkreise sind demnach

$$O_1G_1 = \frac{R}{\sqrt{e}} = 0{,}6065\,R, \qquad O_2G_2 = \frac{R}{e} = 0{,}3679\,R,$$

$$O_3G_3 = \frac{R}{e\sqrt{e}} = 0{,}2231\,R, \qquad O_4G_4 = \frac{R}{e^2} = 0{,}1353\,R \ldots$$

Die mit diesen Halbmessern aus den Mittelpunkten O, O_1, O_2, O_3, O_4 ... beschriebenen Kreise zeigen sowohl die eigentliche Größe der Kreisbewegungen, die auf jedem Punkt der Wagerechten NO, N_1O_1, N_2O_2 ... vorgehen, als auch ihre verhältnismäßige Abnahme mit der Tiefe. — Endlich sind die Kreisumfänge in zwölf gleiche Teile geteilt und für jeden Teilpunkt die Punkte B, C, D, E ... B_1, C_1, D_1 ... B_2, C_2, D_2 ... auf die früher angegebene Art (Fig. 114) bestimmt. Demzufolge sind AB, BC, CD, DE ..., A_1B_1, B_1C_1, C_1D_1 ..., A_2B_2, B_2C_2, C_2D_2 ... die Strecken, welche von den Punkten A, A_1, A_2 ... in gleichen Zeiten zurückgelegt werden.

Die Linien $AA_1A_2A_3$ ..., $BB_1B_2B_3$ ..., $CC_1C_2C_3$ ... zeigen die Stellungen, in welchen sich die Punkte der Senkrechten $AA_1A_2A_3$ ... nach gleichen Zeiträumen befinden. Man erkennt hieraus, daß die größte Verschiebung der Wasserteilchen an der Oberfläche stattfindet, und daß die Bewegung des Wassers in der Tiefe sich sehr bald der Gleichförmigkeit nähert.

Die Tatsache, daß die Wellen auf ihrer Oberfläche nur sehr selten eine gemeine, sondern meistens eine gestreckte Zykloide bilden, verändert nichts an unserer Schluß-

folgerung. Denn es kann nach unserer Theorie für die Oberfläche des Wassers auch irgendeine von den Linien $A_1 B_1 C_1 D_1 \ldots$ oder $A_2 B_2 C_2 D_2 \ldots$ genommen werden, und die Bewegung des Wassers unter dieser Oberfläche bleibt dann noch immer derart, wie die Zeichnung sie darstellt.

Nimmt man z_1 negativ, oder sucht man die Bewegung, die das Wasser oberhalb der gemeinen Zykloide anehmen könnte, dann erhält man, indem man z_1 durch $-z_2$ ersetzt, als Halbmesser des Umlaufkreises

$$r = Re^{\frac{z_2}{R}},$$

der größer ist als R. Für diesen Fall ist also die Kreisbewegung größer als die fortschreitende Bewegung des Wassers und die Wellenlinie wird eine verlängerte Zykloide, wie Fig. 115 sie für den Fall $z_1 = -\frac{1}{4}R$ durch die punktierte Linie darstellt.

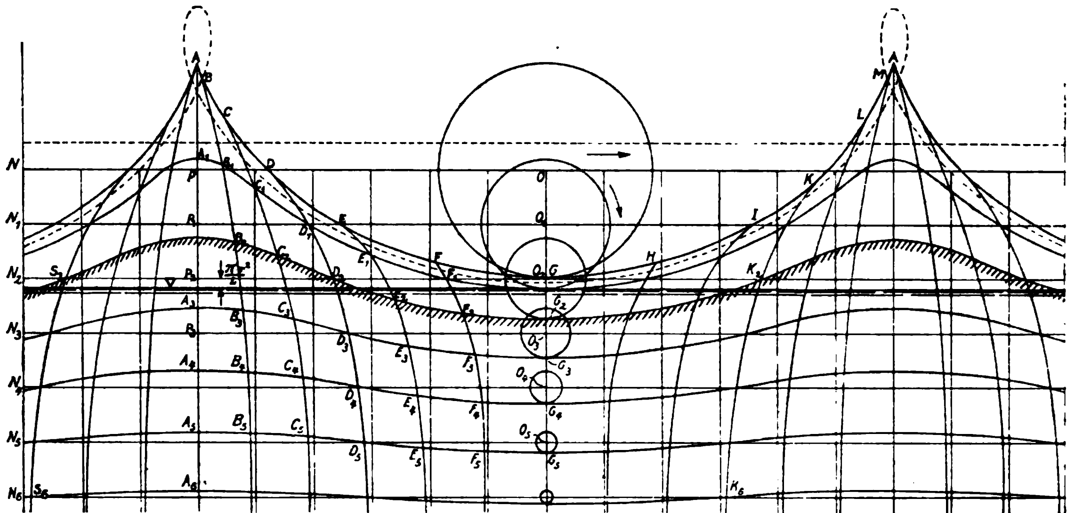


Fig. 115.

An und für sich erscheint es zwar nicht unmöglich, daß die Kraft, welche die Kreisbewegung des Wassers hervorruft, diese auch zuweilen größer machen könne als die fortschreitende Bewegung des Wassers. In der Tat geschieht das auch jedesmal, wenn das Wasser an den Wellenscheiteln sich kräuselt. Aber wenn man $e^{\frac{z_2}{R}}$ in die bekannte Reihe auflöst, dann wird

$$r = Re^{\frac{z_2}{R}} = R + z_2 + \frac{z_2^2}{2R} + \cdots$$

folglich

$$OG = r - z_2 = R + \frac{z_2^2}{2R} + \cdots$$

OG müßte also größer sein als R und daher das Wasser in einem Teile seiner Bahn sich unterhalb der von der Zykloide AGO beschriebenen Oberfläche bewegen, d. h. dort, wo das Wasser in einer größeren Tiefe sich bereits in einer Kreisbewegung von kleinerer Schwingungsweite befindet. Aber diese Vereinigung zweier Wassermengen an dem gleichen Ort steht im Widerspruch mit der allgemeinen Eigenschaft aller physischen Körper, mit ihrer Undurchdringlichkeit. Am Kopf der Wellen müßte umgekehrt eine

negative Undurchdringlichkeit oder eine Anziehungskraft vorhanden sein, um die Zerstreuung der Wasserteilchen zu hindern und sie in ihrer zykloidischen Bahn gehörig umzubiegen. Auch dem widerspricht sowohl die vollkommene Flüssigkeit des Wassers als auch die tägliche Erfahrung. Kräuselnde Wellen sind demnach außerhalb des Beharrungszustandes, der allein einer solchen Berechnung fähig ist, und müssen sonach von dieser Theorie ausgeschlossen werden.

Daraus, daß vorstehende Theorie der Wellen auf der Gleichheit des hydrostatischen Drucks beruht, geht von selbst hervor, daß alle die Bewegungen des Wassers, die an dieser Gleichheit des Drucks nichts ändern, auch die Wellenbewegungen nicht stören. Es können sich daher mehrere Wellen von verschiedener Größe und nach verschiedenen Richtungen einander durchkreuzen und doch ihre Bewegungen ungestört fortsetzen. Auch das wird durch allgemein bekannte Erfahrungen bestätigt und erklärt zugleich die mannigfaltigen Erhöhungen, welche öfters auf der Oberfläche des Wassers sichtbar sind.

Unsere Theorie beruht bis jetzt auf der Voraussetzung, daß die Scheitel der Wellen beständig auf der nämlichen Stelle stehen bleiben, und daß auch ihre verschiedenen wellenförmigen Flächen gleichen Drucks ebenso wie die freie Oberfläche unbeweglich bleiben. Es ist aber leicht einzusehen, daß die Gestalt der Wellen und alles, was wir von der Kreisbewegung des Wassers ausgeführt haben, unverändert bestehen bleibt, wenn wir auch der gesamten Wassermasse noch irgend eine gemeinschaftliche Bewegung beilegen. Denn dadurch wird offenbar nur die fortschreitende Bewegung der Mittelpunkte der Kreisbewegungen eine andere, die Kreisbewegung selbst aber, die Größe der Halbmesser und die Umlaufszeiten bleiben die früher bestimmten.

Wir wollen annehmen, das gesamte Wasser habe neben der allgemeinen Geschwindigkeit, die wir V genannt haben, noch eine gleichfalls wagerechte und gleichgerichtete Geschwindigkeit $-W$. Dann laufen offenbar die Wellenscheitel auf der Wasseroberfläche mit der Geschwindigkeit $-W$ fort, 'und die Mittelpunkte der Kreisbewegung mit einer Geschwindigkeit

$$V - W.$$

Somit beschreibt jedes Wasserteilchen während der Zeit t die wagerechte Strecke

$$x = (V - W)t - r\sin\frac{Vt}{R}$$
$$= \left(1 - \frac{W}{V}\right)R\varphi - r\sin\varphi.$$

Die während der gleichen Zeit zurückgelegte lotrechte Strecke

$$y = z \sin \text{vers} \cdot \varphi$$

und der Halbmesser der Kreisbewegung

$$r = r_0 e^{-\frac{z_1}{R}}$$

bleiben die in Gl. (84) und (87) bestimmten.

Wenn W und V einander gleich und entgegengesetzt sind, was auf stehenden Gewässern meistens der Fall ist, dann ist

$$x = -r\sin\varphi, \quad y = r(1 - \cos\varphi);$$

und die ganze Bewegung eines jeden Wasserteilchens ist

$$r\varphi = r\frac{Vt}{R}. \tag{89}$$

In diesem Fall beschreiben die Wasserteilchen nur Kreise, deren Mittelpunkte unbeweglich sind: sie haben keine fortschreitende wagerechte Bewegung, sondern kehren in ihren Kreisen immer wieder auf ihre vorigen Stellen zurück. Aber die Wellenscheitel laufen auf der Oberfläche des Wassers mit der Geschwindigkeit

$$W = V = \sqrt{gR}$$

fort, und die Richtung dieser scheinbaren Bewegung stimmt mit der des Wassers auf dem Wellenscheitel überein. Im Tal ist aber zwischen zwei Scheiteln die Bewegung des Wassers der Bewegung der Wellen entgegengesetzt. Das erklärt deutlich, wie die Winde die Meereswogen vor sich hertreiben können, ohne daß dadurch das Wasser merklich von der Stelle kommt.

Wenn in diesem Falle die Dauer oder Periode T einer Welle, nämlich die Zeit, in der das Wasser oder ein schwimmender Körper von dem Scheitel einer Welle auf den der nächstfolgenden kommt, gegeben ist oder durch Betrachtung bestimmt wird, so läßt sich daraus sowohl die Wellenlänge als auch die Strecke bestimmen, die der Wellenscheitel in einer gegebenen Zeit scheinbar durchlaufen hat.

Findet man die so berechnete Geschwindigkeit der Wellen von der beobachteten verschieden, so zeigt der Unterschied die wirkliche Geschwindigkeit des Wassers an, d. h. die allgemeine Geschwindigkeit der Strömung, die im wagerechten Sinne die mittleren Lagen der Wasserteilchen oder die Mittelpunkte fortbewegt, um welche die Wasserteilchen kreisen oder schwingen. Diese Strömungsgeschwindigkeit ist senkrecht zu den Wellen angenommen.

Ist A die mittlere absolute Geschwindigkeit des Wassers, dann ist die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Welle

$$W = A - \frac{gT}{2\pi} = A - \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}.$$

Man kann also auch umgekehrt die wirkliche mittlere oder allgemeine Geschwindigkeit A des Wassers bestimmen, wenn außer der Geschwindigkeit W der Wellen noch ihre Periode T oder ihre Länge L gegeben ist.

Durch die Wellenbewegung werden die Wasserteilchen der Oberfläche gehoben um eine Strecke, die sich wie folgt bestimmen läßt. Die Gleichungen (83) und (84) ergeben für das Element $PMNQ$ (Fig. 112) der Fläche zwischen der Trochoide $AMNB$ und der Wagerechten AE, die durch ihre höchsten Punkte geht, indem man für den Halbmesser r der Kreisbewegung der Wasserteilchen den der freien Oberfläche zugehörigen Wert r_0 setzt,

$$PMNQ = y\,dx = r_0(1 - \cos\varphi)(a - r_0\cos\varphi)\,d\varphi.$$

Hieraus folgt die Fläche

$$APM = \int_0^{\varphi} y\,dx = Rr_0\varphi - r_0(R + r_0)\sin\varphi + \frac{r_0^2}{2}(\varphi + \sin\varphi\cos\varphi).$$

Für $\varphi = 2\pi$ erhält man die Fläche der Trochoide

$$2AMBE = \pi(2Rr_0 + r_0^2).$$

Die ihr umschriebene Rechteckfläche ist

$$2ADBE = 2AE \cdot EB = L2r_0 = 2\pi R 2r_0.$$

Demnach ist der Inhalt einer Welle

$$2(ADBE - AMBE) = \pi(2R - r_0)r_0.$$

Bei ruhigem Wasser ist der gleiche Inhalt ein Rechteck von der gleichen Länge

$$2DB = 2\pi R$$

und somit von der Höhe

$$\frac{\pi(2R - r_0)r_0}{2R\pi} = r_0 - \frac{r_0^2}{2R}.$$

Vergleicht man diese Höhe mit derjenigen r_0 der Wagerechten, welche die Mittelpunkte der Wellen oder die Mittelpunkte der Umlaufkreise der Wasserteilchen der Oberfläche miteinander verbindet, so sieht man, daß diese Wagerechte um

$$\frac{r_0^2}{2R} = \frac{\pi}{L} r_0^2$$

höher liegt als die Oberfläche des ruhigen Wassers. In Fig. 115 ist die zur Wellenlinie $A_2 B_2 C_2 D_2 \ldots$ zugehörige Oberfläche des ruhigen Wassers eingetragen.

Im Fall der gemeinen Zykloide, für die $r_0 = R$, ist diese Erhöhung $= \frac{1}{2}R$ oder der vierte Teil der Wellenhöhe.

Weil die nämliche Rechnung auch für die Wellenlinien unter der Wasseroberfläche gilt, wenn wir nur statt r_0 den Halbmesser Gl. (87)

$$r = r_0 e^{-\frac{z_1}{R}} = r_0 e^{-\frac{2\pi z_1}{L}}$$

setzen, so folgt überhaupt, daß es zur Hervorbringung der Wellen nötig ist, sämtliche Wasserteile nicht nur in Kreisbewegungen zu versetzen, sondern sie auch emporzuheben.

Die Wassersäule, welche das Maß des hydrostatischen Drucks für jedes Wasserteilchen abgibt, findet man wie folgt. Das Element der Wassermenge, die in jeder Sekunde durch den Querschnitt me (Fig. 114) fließt, war nach Gl. (88)

$$V\left(dz_1 + \frac{r\,dr}{R}\right).$$

Daher ist die ganze Wassermenge, welche in jeder Sekunde durch den Querschnitt AA_n oder GG_n (Fig. 115) fließt — wo n jede beliebige Zahl sein kann —

$$V\int\left(dz_1 + \frac{r\,dr}{R}\right) = V\left(z_1 + \frac{r^2 - r_0^2}{2R}\right).$$

Wird nun dieser Ausdruck durch V dividiert, so ist

$$z_1 - \frac{r_0^2 - r^2}{2R}$$

die Höhe der Wassersäule, mit der jeder Punkt der Linie $A_n B_n C_n D_n \ldots$ belastet ist

Hierin sind r_0 und r die Halbmesser der Umlaufkreise der Teilchen in der Oberfläche und in der weniger gewellten Fläche, die jene Belastung erfährt.

Im ruhigen Wasser sind diese Halbmesser gleich Null, so daß die Druckhöhe gleich z_1 wird, in Übereinstimmung mit dem bekannten Gesetz der Hydrostatik.

Setzt man für eine beträchtliche Tiefe z_1 den Wert $r = 0$, so vermindert sich die Höhe der Wassersäule auf

$$z_1 - \frac{r_0^2}{2R} = z_1 - \frac{\pi r_0^2}{L}.$$

Da nun, wie gezeigt, die Mittelpunkte der Wellen der Oberfläche des Wassers gleichfalls um $\frac{r_0^2}{2R}$ höher stehen als das ruhige Wasser, so läßt die Bewegung der Wellen den hydrostatischen Druck des Wassers in einer großen Tiefe unverändert.

Die Wellenbewegung an sich, d. h. für den Fall $V - W = 0$, wie sie bei der sogen. Dünung nach dem Sturme im freien Meere auftritt, ist in der Fig. 116 dargestellt.

$ABCDEFG$ und $HIKLMNO$ sind zwei von den Teilchen A und H der Wasseroberfläche beschriebene Kreise. Man teilt diese Kreise und die Zeit, in der sie durchlaufen werden, in eine gleiche Zahl gleicher Teile, z. B. in acht Teile. Im ersten Augenblick befinden sich die Teilchen A und H auf der Wellenlinie $PAHQR$, die für diesen Augenblick die Wasseroberfläche darstellt. Danach, während des ersten der acht Zeitabschnitte, geht das Teilchen A nach B und das Teilchen H nach I, so daß die beiden Teilchen sich auf einer zweiten Wellenlinie $SBITU$ befinden, die alsdann die Wasseroberfläche bildet. Während des zweiten Zeitabschnitts geht das Teilchen B nach C und ist auf diese Weise im Scheitel der Welle angekommen; das Teilchen I geht aber nach K, und alle beide befinden sich auf der neuen Wellenlinie $CKVW$. Endlich wandert im dritten Zeitabschnitt C abwärts nach D, unterhalb des Wellenscheitels, und K steigt in L auf den Scheitel einer anderen Welle. Beide befinden sich stets auf der Wasseroberfläche und bilden einen Teil der Wellenlinie DLY, usw.

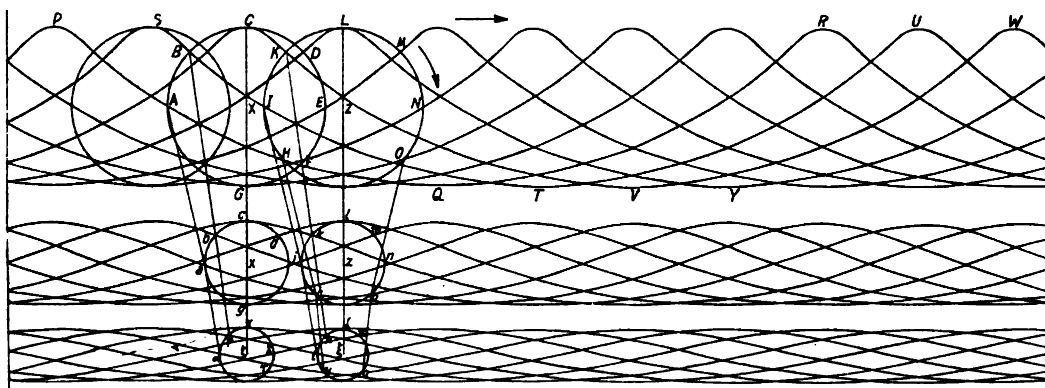


Fig. 116.

Die gleiche Betrachtung kann auch für Teilchen unter Wasser angestellt werden. Wenn man von den Mittelpunkten X und Z der soeben geteilten Kreise von oben nach unten die Senkrechten $Xx\xi$, $Zz\zeta$ zieht, und wenn man — für die als Werte von z_1 genommenen Wassertiefen Xx, $X\xi$, indem man gleichzeitig r_0 gleich dem Halbmesser XC oder ZL und R gleich der durch 2π dividierten Wellenlänge PR oder SU setzt — mit der Formel $r = r_0 e^{-\frac{z_1}{R}}$ die Halbmesser der zugehörigen Kreise $abcde$, $\alpha\beta\gamma\delta$ berechnet, dann erhält man, indem man diese Kreise zeichnet und sie so teilt wie die Kreise der Oberfläche, die verschiedenen Wege, die nacheinander von den Teilchen a, α, wie von den Teilchen h, y ... durchlaufen werden.

Auf diese Weise nimmt das in dem Raum $AHhy\alpha aA$ eingeschlossene Wasser allmählich die Lagen ein $BIi\beta bB$, $CKkn\gamma cC$, $DLl\lambda\delta dD$, $EMm\varepsilon eE$, usw.

Man erkennt so, wie die Wellenscheitel P, S, C, L ... auf der Wasseroberfläche den Anschein einer fortschreitenden Bewegung darbieten, während die Wasserteilchen nur Kreise um unbewegliche Mittelpunkte beschreiben. Der Sinn dieser scheinbaren Bewegung der Wellen ist, wie man sieht, übereinstimmend mit dem, nach welchem jedes auf einem Wellenscheitel angelangte Wasserteilchen, wie C, sich in seinem Kreise

nach D bewegt. Im Wellental ist hingegen der Bewegungssinn eines jeden Wasserteilchens der Fortschreitungsrichtung entgegengesetzt. Man sieht ferner, daß bei den Wellen die einen Teilchen nicht mit bezug auf die anderen fließen: sie bleiben stets umgeben von ein und denselben anderen Teilchen. Nur die Oberflächenneigungen AH, BI, $CK\ldots$, ah, bi, ck, ... (Fig. 116) wechseln. Die Wassermassen, wie $AahHA$, verlängern sich, während sie sich gegen den Wellenscheitel erheben; sie verkürzen und verbreitern sich, indem sie Lagen wie $OogGO$ einnehmen.

Es kann also kein Stoß, sondern nur eine außerordentlich kleine Reibung zwischen den Wasserteilchen der Wellen auftreten. Daraus erklärt sich auch das Andauern der Dünnung lange nach dem Aufhören des erzeugenden Sturmes.

Wir fassen nunmehr die Ergebnisse zusammen.

Zusammenstellung der Ergebnisse.

Ist L die Wellenlänge in m,
h die Wellenhöhe in m,
T die Wellenperiode in Sek.,
R der Halbmesser des Rollkreises in m,
$r_0 = \frac{h}{2}$ der Halbmesser des beschreibenden Kreises, d. h. der Kreisbahnen der Wasserteilchen an der Oberfläche,
r der Halbmesser der Kreisbahnen der Wasserteilchen in der beliebigen Tiefe z_1 in m,
V die scheinbare Wellengeschwindigkeit in m/Sek.,
u die Umlaufgeschwindigkeit der Wasserteilchen an der Oberfläche in m/Sek.,
ω die Winkelgeschwindigkeit dieser Wasserteilchen in Graden, dann finden folgende Beziehungen statt:

$$V = \frac{L}{T} = \frac{2\pi R}{T} \quad (90)$$

$$u = \frac{2\pi r_0}{T} \quad (91)$$

$$\frac{V}{u} = \frac{R}{r_0} = \frac{L}{\pi} : h.$$

$$2\pi R = L = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (92)$$

$$T = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}. \quad (93)$$

$$V = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = 1{,}25 \sqrt{L}; \quad L = \frac{2\pi}{g} V^2 = 0{,}064\, V^2. \quad (94)$$

$$u = \frac{h}{2} \sqrt{\frac{2\pi g}{L}}. \quad (95)$$

$$\omega = \frac{u}{r_0} = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{2\pi g}{L}} = \frac{g}{V}. \quad (96)$$

$$r = r_0 e^{-\frac{2\pi z_1}{L}}$$

oder, für $r_0 = R$,

$$r = R e^{-\frac{2\pi z_1}{L}} \quad (97)$$

Endlich ist $\frac{\pi r_0^2}{L}$ die mittlere Höhe einer Welle über ihrer Ebene der Ruhelage.

Wir lassen nunmehr einige nach vorstehenden Formeln für gegebene Werte T berechnete Werte L und V sowie einige Werte $\frac{r}{r_0} = \frac{2r}{h}$ für verschiedene Tiefen folgen.

T	L	V	$\frac{r}{r_0} = \frac{2r}{h}$ in den verschiedenen Tiefen z_1				
Sek.	m	m/Sek.	2 m	10 m	20 m	50 m	100 m
2	6,2	3,12	0,134	0,000	0,000	0,000	0,000
3	14,1	4,70	0,410	0,012	0,000	0,000	0,000
4	25	6,20	0,605	0,080	0,007	0,000	0,000
5	39	7,81	0,725	0,200	0,040	0,000	0,000
6	56	9,37	0,800	0,327	0,107	0,004	0,000
7	77	10,93	0,848	0,440	0,193	0,016	0,000
8	100	12,50	0,882	0,533	0,283	0,043	0,002
9	126	14,05	0,905	0,608	0,370	0,083	0,007
10	156	15,61	0,923	0,668	0,447	0,134	0,018
11	189	17.17	0,936	0,717	0,514	0,190	0,036
12	225	18,73	0,946	0,756	0,572	0,247	0,061
14	306	21,85	0,960	0,814	0,664	0,358	0,128
16	396	24,98	0,969	0,863	0,728	0,452	0,205
18	506	28,10	0,975	0,883	0,780	0,537	0.289
20	624	31,22	0,980	0,904	0,818	0,605	0,366
22	762	34,34	0,984	0,921	0,848	0,662	0,438
24	899	37,46	0,986	0,932	0,870	0,705	0,497

Mit Hilfe vorstehender Tafel kann man also den Halbmesser r der Kreisbahnen in den angegebenen Tiefen berechnen, wenn die halbe Wellenhöhe $\frac{h}{2}$ gegeben ist.

Da

$$r = Re^{-\frac{2\pi z_1}{L}},$$

so wird für ein Verhältnis der Wassertiefe zur Wellenlänge

$\frac{z_1}{L} =$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
$\frac{r}{R} =$	0,5335	0,2846	0,1518	0,0810	0,0432	0,0231	0,0123	0,0066	0,0035	0,0019	0,00008	0,0000035

also beispielsweise für eine Welle von 10 m Länge in einer Tiefe von

$z_1 =$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Meter
die halbe Wellenhöhe $r =$	0,849	0,453	0,242	0,129	0,069	0,037	0,020	0,010	0,006	0,003	»

Der Rollkreisdurchmesser für die oberste Zykloide ist hierbei 3,183, also $R = 1{,}592$ m.

Da

$$r = Re^{-\frac{2\pi z_1}{L}} = \frac{R}{e^{\frac{2\pi z_1}{L}}}$$

und

$$e^x = 1 + \frac{x}{1} + \frac{x^2}{1\cdot 2} + \frac{x^3}{1\cdot 2\cdot 3} + \frac{x^4}{1\cdot 2\cdot 3\cdot 4} + \cdots$$

so ist für $z_1 = \frac{1}{9} L$ der Nenner

$$e^{\frac{2\pi z_1}{L}} = e^{\frac{2\pi}{9}} = e^{0,7} = 1 + 0,7 + \frac{0,5}{2} + \frac{0,3}{6} + \cdots \sim 2, \text{ also } r = \frac{R}{2},$$

und für $z_2 = \frac{2}{9} L$ der Nenner

$$e^{\frac{2\pi z_1}{L}} = e^{\frac{4\pi}{9}} = e^{1,4} = 1 + 1,4 + \frac{1,96}{2} + \frac{2,74}{6} + \frac{3,84}{24} + \cdots \sim 4, \text{ also } r = \frac{R}{4} \text{ usf.}$$

Mithin wird für jede Tiefenzunahme um $\frac{1}{9}$ der Wellenlänge die Wellenhöhe um die Hälfte kleiner als die der vorhergehenden.

Energie der Schwingungswelle.

Da die mittlere Höhe einer Welle über ihrer Ruhelage $= \frac{\pi r_0^2}{L}$ ist, so ist ihre Energie der Lage für eine Schicht von der Höhe dz_0 und der Länge L das Produkt aus ihrem Gewicht $\gamma L dz_0$ in $\frac{\pi r_0^2}{L}$ oder

$$\gamma \pi r_0^2 dz_0.$$

Indem wir für r_0 seinen Wert $r_0 = e^{-\frac{2\pi z_0}{L}}$ einsetzen und von der freien Oberfläche $z_0 = 0$ bis zu einer Tiefe z_1 integrieren, ergibt sich die

$$\text{Energie der Lage} = \frac{\gamma h^2 L}{16}\left(1 - e^{-\frac{2\pi z_1}{L}}\right).$$

Die Energie der Bewegung ist die Summe der Produkte $\frac{mu^2}{2}$.

Da $u = \frac{2\pi r_0}{T}$ und da die Gesamtmasse einer Schicht von der Höhe dz_0 gleich $mLdz_0$ ist (unter $m = \frac{\gamma}{g}$ die spezifische Masse verstanden), so ist ihre

$$\text{Energie der Bewegung} = \frac{2mL\pi^2 r_0^2}{T^2} dz_0$$

oder, da

$$\frac{2\pi L}{T^2} = g,$$

so ist die

$$\text{Energie der Bewegung} = mg\pi r_0^2 dz_0 \text{ oder } = \gamma \pi r_0^2 dz_0,$$

also genau so groß wie die Energie der Lage.

Die gesamte Energie E ist daher

$$E = \frac{\gamma h^2 L}{8}\left(1 - e^{-\frac{2\pi z_1}{L}}\right). \tag{98}$$

Ist die Tiefe z_1 so groß, daß die zweite Klammergröße gegen die Einheit vernachlässigt werden kann, dann ist

$$E = \frac{\gamma h^2 L}{8} \tag{99}$$

oder, da

$$L = \frac{2\pi}{g} V^2$$

$$E = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V^2. \tag{100}$$

Die gesamte Energie einer Welle ist also gleich (oder ein wenig kleiner) dem Produkt der in dem Schwingungskreis der Oberflächenteilchen enthaltenen flüssigen Masse in das Quadrat der Fortschreitungsgeschwindigkeit.

Wellen bei endlicher und gleichförmiger Tiefe.

Auch hier hat man von der Theorie zu verlangen, daß die durch sie dargestellte Bewegung möglich ist, das heißt, daß sie die Stetigkeitsbedingung und die mechanischen Gesetze erfülle. Für endliche Tiefe H kennt man noch keine Lösung, die diese Bedingungen vollständig erfüllt. Doch ist die Annäherung eine große und für praktische Zwecke jedenfalls ausreichende, wenn man mit Boussinesq [39] die Teilchen Ellipsen beschreiben läßt mit den Halbachsen

$$a = R \frac{\operatorname{Cof} 2\pi \frac{H-z}{L}}{\operatorname{Sin} \frac{2\pi H}{L}}$$

$$b = R \frac{\operatorname{Sin} 2\pi \frac{H-z}{L}}{\operatorname{Sin} \frac{2\pi H}{L}}.$$

Die Periode wird alsdann

$$T_1 = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \operatorname{Cotg} \frac{2\pi H}{L}} = \sqrt{\frac{2\pi L}{g} \frac{a}{b}} \tag{101}$$

und die Geschwindigkeit

$$V_1 = \frac{L}{T_1} = \sqrt{\frac{gL}{2\pi} \operatorname{Tg} \frac{2\pi H}{L}}. \tag{102}$$

Hierin sind

$$\operatorname{Sin} x = \frac{e^x - e^{-x}}{2}, \qquad \operatorname{Cof} x = \frac{e^x + e^{-x}}{2},$$

$$\operatorname{Tg} x = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}, \qquad \operatorname{Cotg} x = \frac{e^x + e^{-x}}{e^x - e^{-x}}.$$

Für $z = o$ erhält man die Halbachsen der von den Wasserteilchen der Oberfläche beschriebenen Ellipsen, also

$$a = R \operatorname{Cotg} \frac{2\pi H}{L} = R \frac{gT^2}{2\pi L}$$

$$b = R.$$

Man sieht ferner, daß a beständig größer ist als b, und daß a nach der Sohle zu abnimmt bis zu der Größe

$$a_H = \frac{R}{\operatorname{Sin} \frac{2\pi H}{L}},$$

daß b auch abnimmt bis zu dem Werte Null. — Aus der Gleichung für V_1 erkennt man, daß bei gleicher Wellenlänge L die Fortschreitungsgeschwindigkeit V_1 in begrenzter Tiefe stets kleiner ist als die Geschwindigkeit $V = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}}$ in unendlich großer Tiefe, weil die $\operatorname{Tg} x$ kleiner ist als die Einheit.

Für kleine Werte $\frac{2\pi H}{L}$ weicht ihre hyperbolische Tangente sehr wenig von ihnen selbst ab.

$$\text{Für } x = 0{,}5 \quad \text{ist } \mathfrak{Tg}\, x = 0{,}46$$
$$\text{für } x = 0{,}25 \quad \text{ist } \mathfrak{Tg}\, x = 0{,}245.$$

Wird daher der Wert $\frac{2\pi H}{L}$ gleich oder kleiner als $\frac{1}{4}$, d. h. wird die Wassertiefe H gleich oder kleiner als $\frac{1}{4}\frac{L}{2\pi} = \frac{L}{25}$, dann kann man ohne nennenswerten Fehler $\frac{2\pi H}{L}$ mit $\mathfrak{Tg}\frac{2\pi H}{L}$ vertauschen und hat dann

$$V_1 = \sqrt{gH}, \tag{103}$$

eine bereits von Lagrange [40] für einen Kanal mit geringer Tiefe und für unendlich kleine Wellenhöhen aufgestellte Beziehung.

Wir werden später von dieser letzteren Gleichung bei den Flutwellen Gebrauch machen, da bei ihnen die Bedingung $H \leqq \frac{L}{25}$ stets erfüllt ist.

Winkelgeschwindigkeit.

Da $\omega_1 = \frac{2\pi}{L}V_1$, so hat man

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{L}\sqrt{\frac{gL}{2\pi}\,\mathfrak{Tg}\,\frac{2\pi H}{L}} \tag{104}$$

und, in geringer Tiefe,

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{L}\sqrt{gH}.$$

Bei gleicher Wellenlänge nimmt die Winkelgeschwindigkeit ω_1 in endlicher Tiefe in bezug auf diejenige ω in unendlich großer Tiefe in dem gleichen Verhältnis ab, in dem V_1 in bezug auf V abnimmt, da

$$\frac{\omega_1}{V_1} = \frac{\omega}{V} = \frac{2\pi}{L}.$$

Wird die Wassertiefe gleich der halben Wellenlänge, also $H = \frac{L}{2}$, dann gehen die Gleichungen (101) und (102) mit genügender Annäherung in die Gleichungen (93) und (94) über, d. h. bei Wellen, deren halbe Länge gleich oder kleiner als die Wassertiefe ist, beschreiben die Wasserteilchen Kreisbahnen. Wir nennen sie daher **Tiefwasserwellen.**

Bei Wellen, deren halbe Länge größer ist als die Wassertiefe, beschreiben die Wasserteilchen elliptische Bahnen. Wir nennen sie **Seichtwasserwellen.**

Gl. (102) läßt sich auch schreiben

$$V_1 = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\frac{b}{a}}.$$

In Verbindung mit Gl. (94) erhalten wir dann

$$V_1 = V\sqrt{\frac{b}{a}} = k \cdot V = 1{,}25 \cdot k\sqrt{L}. \tag{105}$$

Da $\frac{b}{a} = \mathfrak{Tg}\frac{2\pi H}{L}$, so erhalten wir folgende Tafel [41] von Werten $\frac{b}{a}$ und $k = \sqrt{\frac{b}{a}}$ für zugehörige Werte $\frac{H}{L}$.

$\frac{H}{L} =$	0,05	0,10	0,15	0,20	0,30	0,40	0,50	Bemerkung
$\frac{b}{a} =$	0,304	0,557	0,737	0,850	0,955	0,987	0,996	Vgl. auch Fig. 117
$k =$	0,55	0,75	0,86	0,92	0,98	0,993	0,998	[41]

Fig. 118 stellt nach **Pollard** und **Dudebout** [39] die geometrischen Verhältnisse der elliptischen Trochoidenlinie dar, welche durch die Bewegung eines Punktes M erzeugt wird, der durch einen Leitstrahl OI bestimmt ist. Dieser Leitstrahl hat selbst zwei Bewegungen: eine gleichförmige Kreisung mit der Winkelgeschwindigkeit ω_1 und eine zweite Bewegung gleichförmiger Fortpflanzung mit der Geschwindigkeit V_1. Man kann also leicht diese Trochoide zeichnen, da man die Gesetze kennt, nach denen a und b abnehmen. —

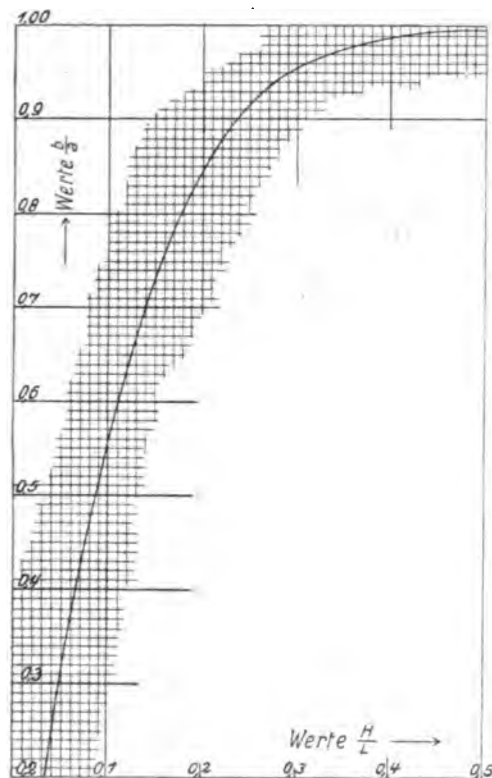


Fig. 117.

Die mittlere Höhe der Welle über ihrer Ruhelage ist $\frac{\pi a b}{L}$ und ihre **gesamte Energie**

$$E = \frac{\gamma}{g}\pi a b V_1^2 = \frac{\gamma h^2}{8} L. \qquad (106)$$

Die Energie setzt sich auch hier, wie bei der Tiefwasserwelle, je zur Hälfte zusammen aus der Energie der Lage und aus der der Bewegung.

Die Energie der Seichtwasserwelle ist aber proportional der Wellenlänge und dem Quadrat der Wellenhöhe. Hierbei ist, wie bei allen Wellentheorien, von Reibungswiderständen im Inneren der Flüssigkeit und an der Sohle abgesehen worden. Die Wirkung dieser Reibungswiderstände verändert jedoch ein wenig unsere Schlußfolgerungen. Sie hat z. B. zur Folge, von einem gewissen Abstande über der Sohle ab die elliptischen Bahnen der Wasserteilchen den Kreisbahnen zu nähern und sogar den Sinn der Achsen umzukehren, so daß in genügendem Abstande von der Sohle die große Achse der Ellipse lotrecht und die kleine wagerecht wird.

Infolge der Reibungswiderstände wird auch die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle etwas verringert und deren Höhe in zunehmendem Maße vermindert. Der Dämpfungsbeiwert ist umgekehrt proportional dem Quadrate der halben Wellenlänge $\frac{L}{2}$,

und deshalb verschwinden die kürzeren Dünungswellen schneller als die längeren. So kommt es, daß nach dem Auftreten stürmischer, Wellen jeder Form und Schwingungsweite hervorrufender, Bewegungen sich nach einer gewissen Zeit eine einzige regelmäßige Dünung einstellt, deren Schwingungsweite am größten ist.

Wellen auf ansteigendem Grunde.

Diese für den Bauingenieur wichtigsten Wellen bieten der theoretischen Behandlung die größten Schwierigkeiten. Untersuchen wir die Vorgänge, die auftreten, wenn eine regelmäßige Dünungswelle, von der See kommend, gegen einen aus der Tiefe in gleichmäßiger und flacher Neigung ansteigenden Strand, und zwar senkrecht zu der Uferlinie anläuft. Die Tiefwasserwelle besitzt in einem Streifen von 1 m Breite und einer Länge gleich der Wellenlänge L eine lebendige Kraft, die dem Quadrat des Halbmessers der Kreisungsbahn an der Oberfläche proportional ist. Wenn die Tiefe abnimmt, dann findet sich die lebendige Kraft auf eine kleinere flüssige Masse verteilt.

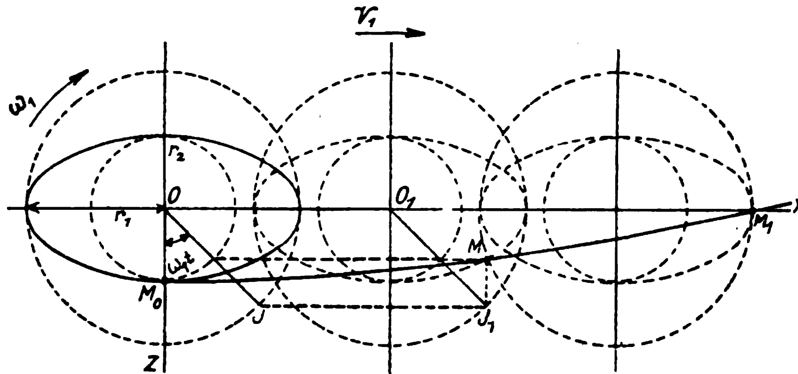


Fig. 118.

Es muß daher die Kreisungsgeschwindigkeit aller Teilchen wachsen. Das Quadrat dieser Geschwindigkeit ist insbesondere für die Teilchen der freien Oberfläche

$$u^2 = 2g\frac{\pi r_0^2}{L}.$$

Deshalb nimmt die Wellenhöhe $h = 2r_0$ proportional mit u zu. Die Wellenlänge L nimmt andererseits wegen der durch die Sohle verursachten Verzögerung ab, so daß die Welle mit der Annäherung an das Ufer hohler wird. Sie erreicht bald ihre mögliche Höhe $2R$, bricht, und die vorwärts geworfene Wassermasse hört auf, eine schwingende Bewegung zu haben, um eine wirkliche Übertragungsgeschwindigkeit anzunehmen, die sich, indem die Wassermasse das Ufer hinaufeilt, unter der Gegenwirkung der Schwere und Reibung sehr bald verliert. Alsdann fließt die Wassermasse das Ufer herunter und ruft so einen Gegenstrom hervor, der als Sog die nunmehr anrollenden Wellen beeinflußt und sie zum vorzeitigen Branden bringt. Vor dem Branden behalten aber die Wellen, wie wir annehmen wollen, allenthalben ihre Periode T unverändert bei.

Wir setzen also voraus

$$E = \frac{\gamma}{8} L h^2 = \text{Konst.}$$

Hiernach ändert sich die Wellenhöhe im umgekehrten Verhältnisse zur Quadratwurzel aus der Wellenlänge und man erhält somit

$$h_1 = h \sqrt{\frac{L}{L_1}}, \text{ wo } L_1 < L. \tag{107}$$

Nach den analytischen Untersuchungen von Hagen [42] bricht die Welle, sobald die Wassertiefe bei ruhendem Wasser kleiner wird als die ganze Wellenhöhe.

Benutzte Literatur.

[1] Julius Hann, Allgemeine Erdkunde, I. Abteilung, 5. Auflage. Wien 1896.
[2] Alexander Supan, Petermanns geographische Mitteilungen, Jahrgang 1898, Ergänzungsheft 124.
[3] R. Fritzsche, Zeitschr. f. Gewässerkunde, Band VII, S. 367.
[4] P. Gerhardt, Handb. d. Ing.-Wissensch. 3. Teil, 1. Band, 4. Auflage, Leipzig 1905.
[5] Dr. Barth, Zeitschr. f. d. gesamte Wasserwirtschaft, 1911. S. 193.
[6] Geographische Zeitschrift 1905, S. 437.
[7] Zeitschr. f. Gewässerkunde, Band VII, S. 321.
[8] desgl. » II, S. 220.
[9] desgl. » II, S. 103.
[10] desgl. » II, S. 251.
[11] Zeitschr. f. Bauwesen, 1911.
[12] H. Darcy, Les Fontaines publiques de la ville de Dijon. Paris 1856.
[13] Journal f. Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1907, S. 377.
[14] Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, 1887, S. 1135.
[15] J. Dupuit, Études sur le mouvement des eaux, 2. édition, Paris 1863.
[16] G. Thiem, Hydrologische Methoden, Leipzig 1906.
[17] Darcy et Bazin, Recherches hyrdauliques, Paris 1865.
[18] Annales des Ponts et Chaussées, 1897, 4me Trimestre, P. 20.
[19] Zeitschr. f. Gewässerkunde, Band II, S. 20.
[20] Studie über eine neue Formel zur Ermittlung der Geschwindigkeit des Wassers. Wien 1901 und 1903.
[21] Zeitschr. des österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1905, Nr. 16.
[22] Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, 1905, Heft 51.
[22] Zeitschr. f. Gewässerkunde, Band X, 2. Heft.
[23] Zeitschr. f. Gewässerkunde, Band X, 1. Heft.
[24] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1910, S. 494 u. 572.
[25] Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz, Bern 1907.
[26] Bubendey, Praktische Hydraulik, Leipzig 1911, S. 73.
[27] Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst, 2. Auflage, Berlin 1907. S. 119.
[28] Hülses, Maschinenenzyklopädie, 1844, Band I, S. 190.
[29] Bresse, Cours de mécanique appliquée, 2de Partie, P. 220.
[30] Rühlmann, Hydromechanik, 2. Auflage, Hannover 1880, S. 491.
[31] Weisbach, Lehrbuch der Mechanik, 1. Teil, 5. Auflage, Braunschweig 1875, S. 1031.
[32] A. Budau, Druckschwankungen in Turbinenleitungsrohren. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereins, 1905, Nr. 29 und Nr. 30.
[33] A. Flamant, Hydraulique, 3me Édition, Paris 1909.
[34] Recherches hydrauliques, 2me Partie, Paris 1865.
[35] John Scott Russell, Recherches expérimentales, Annales des Ponts et Chaussées. 2me Semestre. 1837.
[36] John Scott Russell, Modern system of naval architecture, London 1865.
[37] Mémoire de l'Académie de Turin, t. XXX.

[38] Abhandlungen der Königl. böhmischen Gesellschaft der Wissenschaften zu Prag für das Jahr 1802.
Vergl. auch Gilberts Annalen, Band 32, S. 412 sowie Ernst Heinrich und Wilhelm Weber, Wellenlehre auf Experimente gegründet. Leipzig 1825.
Die Abhandlung von Gerstner ist endlich auch vollständig mitgeteilt und mit wertvollen, hier benutzten Anmerkungen von de Saint-Venan versehen, in den Annales des Ponts et Chaussées, 1887, 1er Semestre.

[39] J. Pollard et A. Dudebout, Théorie du navire. Tome III, p. 135, Paris 1892.
Vergl. auch Annales des Ponts et Chaussées, 1888, 1er Semestre, p. 782.

[40] Lagrange, Mécanique analytique, 2me partie, VIIIme section, Mémoires de l'Académie Royale des Sciences, 1786. Berlin 1788, p. 192.

[41] D. D. Gaillard, Wave action in relation to engineering structures. Professionel papers of the cours of Engineers, U. S. Army (Nr. 31), Washington 1904.

[42] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Teil, 1. Band, 2. Auflage, S. 96, Berlin 1878.

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten [ ] Zahlen beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig.-Nr.	Quelle	Fig.-Nr.	Quelle	Fig.-Nr.	Quelle
1/12	[1]	42	[14]	106/109	[33]
27	[2]	43	[15]	110	[39]
29/32	[5]	48/50	[16]	111/116	[38]
33/35	[1]	56	[25]	117	[41]
36	[10]	59,60	[17]	118	[39]
38/41	[13]	64/65	[22]		

Zweiter Teil.

Gewässerkunde.

I. Abschnitt.

Die fließenden und stehenden Gewässer des Binnenlandes.

A. Niederschlags- und Flußgebiet.

Die kartographische Darstellung der Regendichte dient zur Bestimmung der Niederschlagsmenge, d. i. des Produktes aus der Niederschlagshöhe in die Fläche, auf die der Niederschlag gefallen ist. Diese Fläche heißt das Niederschlagsgebiet. Ein jedes Niederschlagsgebiet gehört einem Flußgebiete an, das sich in der Regel aus mehreren Niederschlagsgebieten als Teilgebieten zusammensetzt. Die Begrenzung

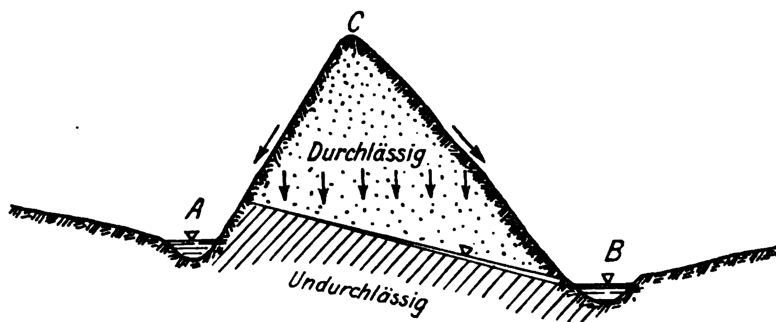


Fig. 119.

und Flächengröße sowohl des Gesamtgebietes als auch der Teilgebiete werden dadurch erhalten, daß man auf geeigneten Karten mit Schichtenlinien, etwa im Maßstabe 1:100000 oder 1:25000, die Schichtenlinien bestimmt, die zwei Gebiete entgegengesetzter Abflußrichtungen als Wasserscheiden gemeinsam begrenzen. Das einem Wasserlaufe zukommende Flußgebiet ist also die Fläche, die jener entwässert. Es muß jedoch darauf aufmerksam gemacht werden, daß das vorgenannte Verfahren nicht immer diese Fläche zutreffend ergibt. Liegen beispielsweise die Verhältnisse der Fig. 119 vor, dann wird dem Flusse B das gesamte Sickerwasser des Rückens ABC zufließen und nur der auf dem Hang AC oberflächlich abfließende Teil des Niederschlages wird dem Sammler A zugeführt.

Zur Darstellung der Wasserläufe mit ihren Sammelgebieten eignet sich besonders gut das Verfahren von Stecher [1], wonach die Flußlängen als Ordinaten in km und

die zugehörigen Größen der Sammelgebiete als Abszissen in qkm aufgetragen werden. Fig. 120a stellt einen Flußlauf mit Nebenflüssen und Sammelgebieten, Fig. 120b die entsprechenden Größen der Sammelgebiete dar. Die Flächengrößen erhält man durch planimetrieren.

Die mittlere Niederschlagshöhe eines Gebietes wird aus den Karten der Regendichte, den Regenkarten gewonnen, indem man zwischen den Regengleichen unter Berücksichtigung der Geländegestaltung Linien mit runden Regenhöhen einschaltet, z. B. 450, 500, 550 mm usw. Auf diese Weise erhält man eine Anzahl von Teilflächen, denen ein und

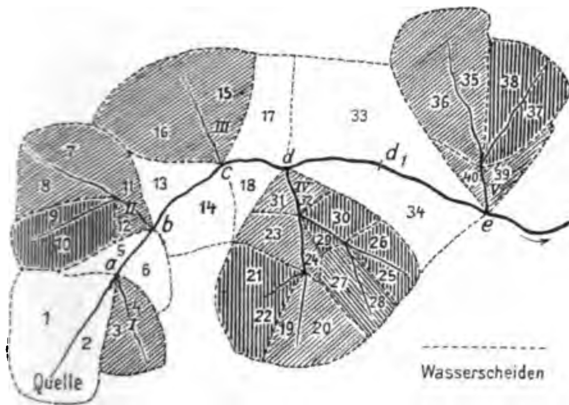


Fig. 120a.

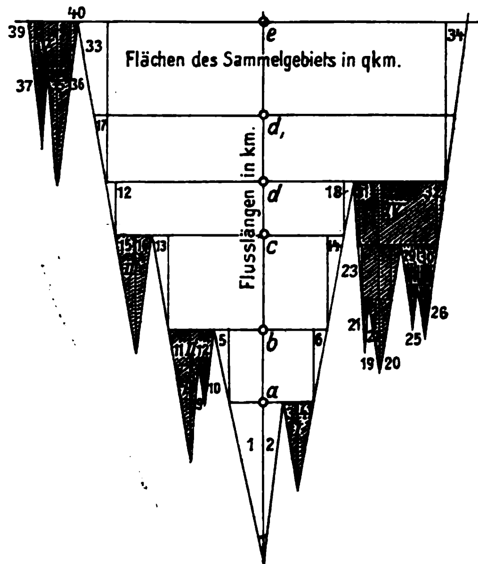


Fig. 120b.

dieselbe Regenhöhe zukommt. So ist ein Geländestreifen zwischen den Regengleichen 500 und 550 mm mit der Regenhöhe $\frac{500 + 550}{2} = 525$ mm auszuwerten. Sind

f_1, f_2, f_3 usw. die Teilflächen und

H_1, H_2, H_3 usw. die zugehörigen Regenhöhen,

dann ergibt sich die mittlere Regenhöhe h_m des Gesamtgebietes F aus

$$h_m = \frac{f_1 H_1 + f_2 H_2 + f_2 H_3 + \cdots}{F} = \frac{\Sigma(fH)}{\Sigma(f)}.$$

B. Beziehungen zwischen Niederschlag und Abfluß.

Jeder Wasserlauf hat seine ihm eigentümlichen, aber nach seinen verschiedenen Strecken sich ändernden Verhältnisse. Der Franzose faßt die Gesamtheit dieser Verhältnisse in das eine Wort »régime« zusammen, wofür uns ein entsprechender Ausdruck fehlt. Je größer die Seehöhe des einer Wasserlaufstrecke zugehörigen Sammelgebietes ist, desto größer und häufiger sind die es treffenden atmosphärischen Niederschläge. Je kürzer, je mehr der Kreisform sich nähernd, je geneigter, je fester und wasserundurchlässiger in seiner Oberfläche, je vegetationsärmer das Niederschlagsgebiet ist, desto rascher und vollständiger fließt der atmosphärische Niederschlag ab.

Wenn man von der Wassermenge eines Flusses ohne Zeitangabe spricht, so versteht man darunter die durch einen bestimmten Querschnitt des Flusses in einem

bestimmten Zeitpunkte in der Sekunde abfließende Wassermenge, und zwar das Produkt aus der Querschnittfläche in die senkrecht auf dieser stehenden Seitengeschwindigkeit. Die durch den Querschnitt F_1, Fig. 121, abfließende Wassermenge ist

$$Q_1 = F_1 v_1$$

und die durch den Querschnitt F_2 abfließende Menge ist

$$Q_2 = F_2 v_2.$$

Denn es ist

$$F_2 = \frac{F_1'}{\cos\alpha} \quad \text{und} \quad v_2 = v_1 \cos\alpha,$$

somit

$$Q_2 = \frac{F_1}{\cos\alpha} v_1 \cos\alpha = F_1 v_1 = Q_1.$$

Wird die Abflußmenge nicht auf die Zeiteinheit eines bestimmten Zeitpunktes bezogen, dann ist sie nur eindeutig bestimmt, wenn unter Bezeichnung der Abflußstelle angegeben wird, auf welchen Zeitabschnitt Δt sie zu beziehen ist. Die diesem Zeitabschnitte entsprechende mittlere sekundliche Abflußmenge ergibt sich aus der Beziehung

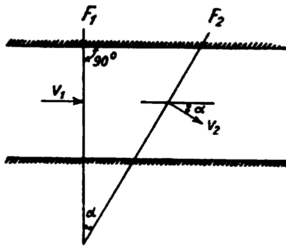


Fig. 121.

$$Q_m = \frac{\Sigma(Q \cdot \Delta t)}{\Sigma(\Delta t)}.$$

Die Wasserführung eines Flusses ist um so gleichmäßiger, der Unterschied zwischen der einer Abflußstelle zukommenden Größtmenge und Kleinstmenge, oder der Unterschied zwischen Hochwasser und Niedrigwasser ist um so kleiner, die Dauer des zwischen beiden liegenden Mittelwassers ist um so länger, je größer das Zuflußgebiet ist und je langsamer das Wasser aus diesem in den Fluß gelangt. Ist, Fig. 122, für eine bestimmte Abflußstelle AB

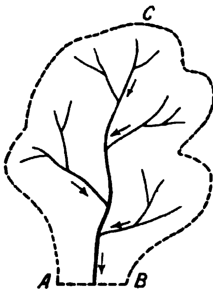


Fig. 122.

F die Fläche des Niederschlagsgebietes in qm,
Q » mittlere Jahresabflußmenge in cbm,
H » » Jahresniederschlagshöhe in m,
h » » Jahresabflußhöhe in m,
x » Verlusthöhe in m,

dann ist

$$h = \frac{Q}{F} \quad \text{und} \quad x = H - h$$

und die Abflußzahl

$$a = \frac{h}{H}.$$

Zahlenbeispiel.

Für

$$F = 25000 \text{ qkm}, \quad Q = 10 \text{ cbkm}, \quad H = 1{,}0 \text{ m}$$

wird

$$h = \frac{Q}{F} = 0{,}0004 \text{ km} = 0{,}4 \text{ m}$$

$$a = \frac{h}{H} = \frac{0{,}4}{1{,}0} = 0{,}40 \text{ oder } 40\,\%.$$

Abflußzahlen der einzelnen Flußgebiete und Breitengrade der Erde nach Richard Fritzsche [2].

Geogr. Breite	Fluß	Einzugsgebiet	Niederschlagsmenge		Abflußmenge		Verdunstung		Abflußzahl
		qkm	cbkm	mm	cbkm	mm	cbkm	mm	%
50-60° nördl.	Ob	2943125	881,95	299,60	197,10	66,97	684,85	232,63	22,4
	Newa	251450	133,75	531,91	94,00	373,83	39,75	158,08	70,3
	Düna (Riga)	85399	47,26	553,39	6,12	71,66	41,14	481,73	13,0
	Memel	91252	52,80	578,60	17,88	196,00	34,92	382,60	33,9
	Pregel	13595	8,01	589,45	1,89	139,02	6,12	450,43	25,6
	Weichsel	193014	119,70	620,10	30,52	158,10	89,18	462,00	25,5
	Oder	118611	75,98	640,62	17,90	150,91	58,08	489,71	23,6
	Elbe	134944	81,11	601,00	22,53	167,00	58,58	434,00	27,8
	Weser	37905	27,03	713,20	9,38	247,40	17,65	465,80	34,7
	Ems	8205	5,98	728,80	2,26	275,30	3,72	453,50	37,8
	Rhein	201586	167,32	829,98	74,00	367,08	93,32	462,90	44,2
	Schelde	12825	9,44	736,00	2,90	226,17	6,54	509,83	30,7
	Wolga	1409333	652,44	462,94	206,12	146,25	446,32	316,69	31,6
	Dnjepr	512223	269,34	525,82	70,69	138,00	198,65	387,82	26,3
	Summen u. Mittelwerte =	6013467	2532,11	421,07	735,29	125,26	1778,82	295,81	29,8
40-50° nördl.	Don	430252	173,33	402,85	28,38	65,96	144,95	336,89	16,4
	Dniestr	67794	37,16	548,13	13,02	192,05	24,14	356,08	35,0
	Donau	804204	602,03	748,61	195,50	243,11	406,53	505,50	32,5
	Po	74970	77,07	1028,07	50,77	677,20	26,30	350,87	65,9
	Tiber	18190	16,94	931,50	9,20	505,78	7,74	425,72	54,3
	Volturno	8270	6,51	787,00	2,21	267,23	4,30	519,77	34,0
	Arno	7930	6,75	851,33	1,48	186,63	5,27	664,70	21,9
	Rhone	98284	107,72	1095,94	39,22	399,05	68,50	696,89	36,4
	Seine	76763	57,46	748,59	15,99	208,28	41,47	540,31	27,8
	Loire	121240	92,41	762,20	31,06	256,19	61,35	506,01	33,6
	Garonne	84911	63,77	751,00	35,26	415,25	28,51	335,75	55,3
	Ebro	84980	47,45	558,40	3,15	37,06	44,30	521,34	6,6
	St. Lorenz	1029343	797,95	775,19	303,59	294,93	494,36	480,26	38,1
	Summen u. Mittelwerte =	2907131	2086,55	717,74	728,83	250,71	1357,72	467,03	34,9
30-40° nördl.	Peiho	209660	110,02	524,75	8,04	38,34	101,98	486,40	7,3
	Hoangho	863387	373,89	433,06	74,11	85,84	299,78	347,22	19,8
	Yangtsekiang	1872360	1750,08	934,70	685,00	365,85	1065,08	568,85	39,1
	Mississippi	3325759	2519,06	757,44	592,88	178,27	1926,18	579,17	23,5
	Colorado	706043	179,18	253,79	31,25	44,26	147,93	209,53	17,4
	Summen u. Mittelwerte =	6977209	4932,23	706,90	1391,28	199,40	3540,95	507,50	28,2
20-30° nördl.	Saluen	279546	278,95	997,89	47,30	169,20	231,65	828,69	17,0
	Ganges	1581195	3045,87	1931,90	1200,00	758,40	1845,87	1172,96	39,4
	Indus	927433	417,95	450,64	178,56	192,52	239,39	258,12	42,7
	Rio Grande	632096	271,51	429,54	50,46	79,83	221,05	349,71	18,6
	Summen u. Mittelwerte =	3420270	4014,28	1173,65	1476,32	431,63	2537,96	742,02	36,8

Geogr. Breite	Fluß	Einzugsgebiet	Niederschlagsmenge		Abflußmenge		Verdunstung		Abflußzahl
		qkm	cbkm	mm	cbkm	mm	cbkm	mm	%
10-20° nördl.	Mekong	923089	1066,87	1155,80	141,91	153,74	924,96	1002,06	13,3
	Irawadi	430968	896,24	2079,60	428,00	993,10	468.24	1086,50	47,8
	Godavary	355259	320,77	902,94	70,19	197,56	250,58	705,38	21,9
	Krishna	308665	340,29	1102,49	61,58	199,51	278,71	902,98	18,1
	Nil	2842341	2346,90	825.68	100,00	35,18	2246,90	790,50	4,3
	Summen u. Mittelwerte =	4860322	4971,07	1022,78	801,68	164,94	4169,39	857,84	16,1
10° nördl. bis 10° südl.	Kongo	3722867	4924,10	1322,66	1892,14	508,24	3031,96	814,42	38,4
	Niger	1586090	2354,96	1519,33	900,00	567,44	1454,96	951,89	37,3
	Amazonas	5780277	11371,52	1967,34	3153,60	545,71	8217,92	1421,63	27,7
	Orinoco	1086211	1400,83	1289,69	441,60	406,54	959.23	883,15	31,5
	Magdalena	266000	356,80	1341,33	236,52	889,18	120,28	452,15	66,3
	Summen u. Mittelwerte =	12441455	20408,21	1629,04	6623,86	532,40	13784,35	1096,64	32,7
10-20° südl.	St. Franzisko.	666681	449,04	673,53	88,30	132,44	360,74	541,09	19,7
	Kunene	152453	128,74	844,50	15,00	98,39	113,74	746,11	11.7
	Summen u. Mittelwerte =	819134	577,78	705,35	103,30	126,11	474,48	579.24	17,9
20-30° südl.	La Plata	2928234	3514,51	1200,20	1261,40	430,79	2253,11	769,41	35,9
	Oranje	830332	335,54	404,09	91,17	109,80	244,37	294,29	27.2
	Summen u. Mittelwerte =	3758566	3850,05	1024,32	1352,57	359,87	2497,48	664,45	35,1
30-40° südl.	Murray.	956516	562,86	588,40	59,92	62,64	502,94	525,76	10.6
	Olifant.	67402	13,90	206,20	2,83	41,99	11,07	164.21	20,4
	Summen u. Mittelwerte =	1023918	576,76	563,30	62,75	61,28	514,01	502,02	10.9
	Gesamtsumme und Mittelwerte = ...	42269170	44021,16	1041,45	13293,79	314,51	30727,37	726,94	30,3

Vorstehende Ermittlung zeigt, daß das Abflußverhältnis der festen Erdoberfläche nach Abzug der abflußlosen Gebiete mit etwa 30% angenommen werden kann.

H. Keller [3] hat eine vergleichende Darstellung der Beziehungen gegeben, die im Jahresmittel zwischen Niederschlag, Abfluß und Verdunstung in den verschiedenen Flußgebieten Mitteleuropas bestehen, und dabei folgende Mittelzahlen zusammengestellt:

Gebietsgruppe	H	h	$z = H - h$	F
	mm	mm	mm	qkm
Ostgruppe (Memel, Pregel, Weichsel)	605.5	169,5	436,0	297900
Übergangsgruppe (Oder, Elbe)	595.2	154,5	440,7	244400
Westgruppe (Weser, Ems).	716.1	252.5	463,6	46100
Nördliches Mitteleuropa	609,9	169.7	440,2	588400
Alpenstromgruppe (Rhein, Donau)	962.4	501.8	460,6	245900
Gesamtes Mitteleuropa	713,8	267,6	446.2	834300

Die in der letzten Spalte angegebenen Gebietsgrößen sind auf die Meßstellen der Abflußmengen bezogen. Diese liegen am Memelstrom bei Tilsit unterhalb der Juramündung, am Pregel bei Tapiau oberhalb der Stromteilung, an der Weichsel bei Pieckel oberhalb der Stromteilung, an der Oder bei Hohensaathen unterhalb der Warthemündung, an der Elbe bei Artlenburg oberhalb der Flutgrenze, an der Weser bei Baden unterhalb der Allermündung, an der Ems bei Meppen unterhalb der Hasemündung, am Rhein bei Köln und an der Donau bei Wien.

Aus dieser Zusammenstellung ist als Gleichung der Hauptlinie des Abflusses abgeleitet:

$$h = 0{,}942 \cdot H - 405 \text{ in mm.} \qquad (1)$$

Somit ist die zugehörige Gleichung der Hauptlinie der Verdunstung

$$z = 0{,}058 \cdot H + 405 \text{ in mm.} \qquad (2)$$

Diese Gleichungen sind, wie ihre Ableitung an der angegebenen Stelle erkennen läßt, nur gültig für $H \gtreqless 560$ mm.

Für die obere Grenzlinie des Abflusses gilt

$$h = H - 350 \text{ in mm} \qquad (3)$$

mit der unteren Gültigkeitsgrenze $H = 500$ mm.

Für die untere Grenzlinie des Abflusses gilt

$$h = 0{,}884 \cdot H - 460 \text{ in mm,} \qquad (4)$$

untere Gültigkeitsgrenze $H = 625$ mm.

Gleichung (3) gilt als äußerste Grenzlinie für Gebiete mit großem Abflußvermögen (Gebirgs- und Alpenflüsse), Gleichung (4) für Gebiete mit kleinem Abflußvermögen (Flachlandflüsse).

Es ist besonders hervorzuheben, daß die vorstehenden Gleichungen nur für einen mehrjährigen Durchschnitt anwendbar sind und nicht zur Beurteilung der Abflußverhältnisse eines einzelnen Jahres dienen können.

Aus den Kellerschen Ermittlungen bringen wir auszugsweise noch folgende mittlere jährliche Abflußzahlen.

Nr.	Flußgebiet	F qkm	Zahl der Jahre	a %	Nr.	Flußgebiet	F qkm	Zahl der Jahre	a %
	Flachlandgebiete.				12	Küddow (Mdg.)	4 740	10	39,6
1	Obere Netze (oberh. Küddowmdg.)	6 370	30	20,5	13	Ilmenau (Bardowiek)	1 800	10	32,6
2	Ossa (Dombrowken)	1 440	5	19,9	14	Ilma (Gollnow)	2 040	4	37,1
3	Warthe (Landsberg)	53 700	10	25,4	15	Drage (Mdg.)	3 200	20	35,7
4	Drewenz (Mdg.)	5 510	10	28,6	16	Persante (Mdg.)	3 140	8	38,5
5	Untere Netze (Mdg.)	17 240	30	34,0	17	Rega (Mdg.)	2 670	4	40,4
6	Maurische Seen (Jeglinner Kanal, Angerburg)	3 150	40	25,2	18	Stolpe (Mdg.)	1 650	4	39,9
7	Schwarzwasser (Mdg.)	2 200	10	36,1		Gemischte Gebiete.			
8	Alle (Mdg.)	7 130	25	32,8	1	Mittl. Oder (Pollenzig)	47 300	10	26,3
9	Havel (Rathenow)	19 790	4	19,4	2	Aller (Mdg.)	15 600	10	33,7
10	Brahe (Bromberg)	4 530	18	32,3	3	Mittl. Weser (Hoya)	22 300	10	35,3
11	Ferse (Mdg.)	1 630	10	24,6	4	Mulde (Düben)	5 980	20	40,6
					5	Emscher (Prosper)	714	9	44,3
					6	Lippe (Hamm)	2 160	16	47,3

Nr.	Flußgebiet	F qkm	Zahl der Jahre	a %
	Gebirgsgebiete.			
1	Untere Saale (Trebnitz) .	18 850	20	27,5
2	Main (Miltenberg)	20 840	12	28,5
3	Moldau (Prag)	26 970	15	26,0
4	Böhmische Elbe (Tetschen)	51 000	15	27,8
5	Eger (Laun)	5 010	5	30,8
6	Tauber (Mergentheim) . .	1 010	7	26,1
7	Jagst (Mdg.)	1 840	11	38,4
8	Werra (Mdg.)	5 500	10	39,6
9	Obere Weser (Münden) .	12 460	10	34,3
10	Fulda (Münden)	6 960	10	30,4
11	Obere Elbe (Brandeis) . .	13 110	5	31,3
12	Mosel (Mdg.)	28 230	20	43,7
13	Saar (Mdg.)	7 420	10	43,2
14	Oker (Braunschweig) . .	1 080	10	30,8
15	Donau (oberh. Illermündung)	5 380	5	39,1
16	Obere Oder (Kosel) . . .	9 100	20	33,2
17	Obere Saale (Remschütz) .	2 130	25	44,7
18	Enz (Mdg.)	2 220	5	30,3
19	Weißeritz (Dresden) . . .	365	18	36,4

Nr.	Flußgebiet	F qkm	Zahl der Jahre	a %
20	Kocha (Mdg.)	1 990	11	37,2
21	Eder (Hemfurt)	1 430	25	42,1
22	Lachsbach (Schandau) . .	270	5	47,5
23	Chemnitzbach (Alt-Chemnitz)	277	5	48,6
24	Beczwa (Wsetin)	505	6	49,7
25	Sengbach (bei Solingen) .	11,8	8	64,4
26	Herzberger Teich (bei Goslar)	5,0	3	57,2
27	Wupper (Dahlhausen) . .	213	20	67,9
28	Eschbach (bei Remscheid)	4,5	18	68,3
	Alpenflußgebiete.			
1	Isar (Mdg.)	8 970	5	58,8
2	Donau (Obernzell) . . .	77 000	5	58,5
3	Lech (Mdg.)	4 130	5	66,7
4	Iller (Mdg.)	2 190	5	71,5
5	Inn (Innsbruck)	5 800	3	72,5
6	Inn (Kufstein)	9 510	3	68,0
7	Enns (Steyr)	6 140	10	62,1
8	Traun (Lambach)	2 770	25	64,9

Eine Ordnung der Gebiete nach der Niederschlagshöhe hat Keller zu folgenden Ergebnissen geführt.

Niederschlagshöhe =	625	750	875	1000	1250	1500	1750 mm
Sehr großes Abflußvermögen a =	44	53	60	65	72	77	80%
Sehr kleines Abflußvermögen a =	15	27	36	42	52	58	62%

Solche Zahlen können, wenn sie mit Verständnis angewendet werden, eine für manche Aufgaben der Praxis ausreichende Unterlage zur ersten Einschätzung der mittleren Jahresabflußmenge geben, wenn die Niederschlaghöhe und die Beschaffenheit des Flußgebietes bekannt sind. Solche Schätzungen werden z. B. erforderlich, wenn es sich um die Beantwortung der Frage handelt, welche Wasserkraft einem Flußgebiete zukommt, wobei dann allerdings noch ein zweiter Faktor, das Gefälle, zu berücksichtigen ist.

Liegen ausreichende Wassermessungen vor, dann kann man natürlich auch die Abflußzahl für andere beliebige Zeitabschnitte, für einzelne Monate und für eine gewisse Niederschlagperiode, z. B. für die Dauer eines Hochwassers, berechnen. Dabei sind die monatlichen Abflußzahlen oft größer als 1, d. h. es fließt in dem betreffenden Monate mehr Wasser ab als der Niederschlag liefert: in solchen Fällen rührt das Abflußwasser zum großen Teil von der Schneeschmelze oder den Niederschlägen her, die in den voraufgegangenen Monaten gefallen sind. Andererseits werden sich besonders kleine monatliche Abflußzahlen dann ergeben, wenn der Hauptteil des Niederschlages des be-

treffenden Monates als Schnee liegen geblieben oder auch bei hoher Luftwärme durch Verdunstung für den Abfluß verloren gegangen ist. Während z. B. die norddeutschen Ströme die größten Abflußzahlen im Frühjahr, die kleinsten im Sommer und Herbst aufweisen, zeigen die von den Alpen kommenden Wasserläufe die umgekehrte Erscheinung.

Da das Jahr 31,54 Millionen Sekunden hat, so ergibt sich die mittlere jährliche sekundliche Abflußmenge

$$Q_m = \frac{\Sigma(hf)}{31,54} \text{ in cbm/Sek.},$$

wenn die Abflußhöhe h in m und die zugehörige Gebietsfläche f in qkm ausgedrückt werden.

Da nun

$$h = aH,$$

so wird

$$Q_m = \Sigma\left(a\,\frac{H \cdot f}{31,54}\right) \text{ in cbm/Sek.} \tag{5}$$

Zahlenbeispiel:

Für eine bestimmte Abflußstelle betrage das gesamte Zuflußgebiet $F = 71000$ qkm. Für die einzelnen Teilgebiete seien folgende zusammengehörige Werte ermittelt worden:

$f =$	4000	5000	7000	12000	18000	25000	qkm,	
$H =$	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70	0,65	m,	Jahresmittel,
$a =$	50	45	43	40	38	32	$^0/_0$,	Jahresmittel.

Die mittlere jährliche sekundliche Abflußmenge wird mithin

$$Q_m = \frac{1}{31,54}(0,5 \cdot 0,9 \cdot 4000 + 0,45 \cdot 0,85 \cdot 5000 + 0,43 \cdot 0,80 \cdot 7000 + 0,40 \cdot 0,75 \cdot 12000 + \\ + 0,38 \cdot 0,70 \cdot 18000 + 0,32 \cdot 0,65 \cdot 25000) = 625 \text{ cbm/Sek.}$$

Wir bedürfen nun vor allem der Kenntnis der äußersten Wassermengen, des kleinsten und größten Abflusses, die zutreffend nur durch die unmittelbare Messung gewonnen werden kann. Liegen nun solche Messungen nicht vor oder können sie zur Zeit der Bearbeitung eines Entwurfes nicht ausgeführt werden, dann sind wir auf den stets unsicheren Weg der Schätzung angewiesen, die sich dann auf anderweitige Beobachtungen und Messungen aufbauen muß. Aber solche Messungsergebnisse sind nur dann auf den vorliegenden Sonderfall anwendbar, wenn entweder die Verhältnisse, die ihnen eigen sind, sich in dem zu untersuchenden Flußgebiete wiederholen oder wenn man in der Lage ist, in Erfahrungsformeln die äußerst zahlreichen und verwickelten Einzelfaktoren, die auf den Wasserabfluß einwirken, als Veränderliche einzuführen.

Bei der sehr großen praktischen Bedeutung solcher Erfahrungsformeln hat es nicht an zahlreichen und mühsamen Versuchen gefehlt, das vorhandene Beobachtungsmaterial zu ordnen und aus ihm brauchbare Schätzungsformeln abzuleiten. Aus der großen Zahl solcher Formeln und Tafeln sollen hier nur die erwähnt werden, die wir aus eigener Erfahrung als praktisch brauchbar gefunden haben. Formeln von R. Iszkowski zur Ermittlung der Niedrigst-, Normal- und Höchstwasser-

mengen auf Grund charakteristischer Merkmale der Flußgebiete [4]. **Iszkowski** hat seinen Untersuchungen ein reichhaltiges Beobachtungsmaterial zugrunde gelegt, und zwar aus den folgenden Flußgebieten.

Flußgebiet	Zahl der Messungs-beispiele	Flußgebiet	Zahl der Messungs-beispiele
Seine	20	Oder	10
Loire	35	Weichsel	12
Rhein	86	Pregel	1
Westfälische Flüsse	14	Memel	1
Ems	8	Etsch	12
Weser	24	Donau	43
Elbe	21	Dniestr	2

Bei allen mitgeteilten Messungen sind die auf den Abfluß einwirkenden Umstände, wie Gebietsgröße und -Beschaffenheit, Regenhöhe usw. mitgeteilt, so daß der die Iszkowskischen Formeln benutzende Ingenieur in der Lage ist zu beurteilen, ob die Formeln auf die ihm vorliegende Aufgabe anwendbar sind oder nicht.

Iszkowski geht aus von der Bestimmung der mittleren Jahresabflußmenge mit Hilfe unserer Gleichung

$$Q_m = \frac{a_m HF}{31{,}54} = 0{,}03171 \cdot a_m HF.$$

Die Abflußzahl a_m, die unserer Zahl a entspricht, ist aus folgender Tafel zu entnehmen, in der sie zugleich die Seehöhe kennzeichnen soll, während die Abflußzahl für die Höchstwassermenge mit a_h bezeichnet ist.

Geländeklassen in topographischer Beziehung	a_m	a_h für den veränderlichen Geländezustand nach den Klassen I	II	III	IV
Moräste und Tiefland	0,2	0,017	0,030	—	—
Niederung und flache Hochebene	0,25	0,025	0,040	—	–
Teils Niederung, teils Hügelland	0,30	0,030	0,055	—	—
Nicht steiles Hügelland	0,35	0,035	0,070	0,125	—
Teils Mittelgebirge, teils Hügelland oder steiles Hügelland allein	0,40	0,040	0,082	0,155	0,400
Bodenerhebungen wie: Ardennen, Eifel, Westerwald, Vogelsberg, Odenwald und Ausläufer größerer Gebirge, je nach Steilheit sich ändernd, im Mittel	0,45	0,045	0,100	0,190	0,450
Bodenerhebungen wie: Harz, Thüringer Wald, Rhön, Frankenwald, Fichtelgebirge, Erzgebirge, Böhmer Wald, Lausitzer Gebirge, Erlitz-Gebirge, Wiener Wald usw., im Mittel	0,50	0,050	0,120	0,225	0,500
Bodenerhebungen wie: Schwarzwald, Vogesen, Riesengebirge, Sudeten. Beskiden usw., im Mittel	0,55	0,055	0,140	0,290	0,550
Hochgebirge je nach Steilheit	0,60	0,060	0,160	0,360	0,600
	0,65	0,070	0,185	0,460	0,700
Größtwerte	0,70	0,080	0,210	0,600	0,800

Die Zwischenwerte sind durch geradlinige Einmittlungen zu bestimmen.

Mit Hilfe der nach dieser Tafel zu berechnenden Q_m-Werte werden nun ermittelt

die absolute Kleinstwassermenge $Q_0 = 0{,}2 \cdot nQ_m$, (6)

das »kleinste Normalwasser« $Q_1 = 0{,}4 \cdot nQ_m$, (7)

das »gewöhnliche Normalwasser« $Q_2 = 0{,}7 \cdot nQ_m$. (8)

Q_1 bezeichnet die Wassermenge, die sich aus dem arithmetischen Mittel der kleinsten, während einer längeren Reihe von Jahren beobachteten Wassermengen ergibt, d. h. dem Durchschnittsjahre entspricht, das, wieder für sich in meteorologischer Beziehung gedacht, das arithmetische Mittel einer längeren Reihe von Jahren darstellt.

Q_2 ist die ebenfalls dem arithmetischen Mittel aus einer längeren Jahresreihe entsprechende Wassermenge, die während des Durchschnittsjahres am längsten andauert.

Beim Gebrauche dieser Formeln ist der veränderliche Beiwert n unter Beachtung dreier Faktoren einzuschätzen:

a) Nach der Boden- und Vegetationsart, und zwar:

1. Für mittlere Bodengattungen mit normaler Vegetation $n = 1$ (bei den durch Seen und Teiche geregelten Wasserläufen bis $n = 1{,}5$).

2. Für durchlässige Bodenarten je nach dem Grade der Durchlässigkeit und im entgegengesetzten Sinne mit der Stärke der Vegetation, d. i. bei mehr durchlässigen Bodenarten und schwächerer Vegetation $n = 0{,}4$ und bei weniger durchlässigen Böden und stärkerer Vegetation $n = 0{,}8$, im Mittel $n = 0{,}6$.

3. Für undurchlässige Bodenarten, und zwar:

α) im Flachlande $n = 1$ (bez. bis 1,5);

β) im Hügelland mit der Abnahme der Vegetation abnehmend $n = 0{,}8$ bis 0,5 (bez. bis um etwa 50 % höher);

γ) im Gebirge $n = 0{,}6$ bis 0,3 (bez. um etwa 50 % höher), wobei n bei kleinen Bächen in kahlem, undurchlässigen Gebirge bis auf 0 herabsinkt.

b) Nach der Größe des Niederschlaggebietes.

In der Nähe der Quellen, d. i. bei Gebieten bis etwa 200 qkm, wäre das nach den Bedingungen unter a) eingeschätzte n bei guter Vegetation um etwa 25 % zu vergrößern, bei schwacher Vegetation eher zu vermindern als ungeändert zu lassen.

Für Gebiete zwischen etwa 200 bis 20000 qkm ist n so zu belassen, wie es sich nach a) ergibt.

Von dem Gebiete an, das etwa 20000 qkm beträgt, ist n mit der Zunahme der Gebietsgröße etwa nach folgender Abstufung zu vergrößern:

Für $F =$ 20000 bis 50000 qkm um 0 bis 15 %,
» $F =$ 50000 » 100000 » » 15 » 50 %,
» $F =$ 100000 » 200000 » » 50 » 100 % und darüber.

c) Nach der Regenverteilung.

Je gleichmäßiger die Regenverteilung ist, desto größer hat man n einzuwerten, und zwar so, daß es in den vom Seeklima beeinflußten Gebieten bis um 50 % steigt.

Die etwaige Vereinigung dieser hier erwähnten und nicht erwähnten Einflüsse ist der fallweisen Einschätzung zu überlassen. Es ist ausdrücklich hervorzuheben, daß die für die Änderung des Beiwertes n angeführten Anhaltspunkte durchaus nicht als feststehende aufzufassen sind, sie sollen vielmehr nur die Richtung andeuten, nach der der Wert n den obwaltenden Umständen anzupassen sein wird. Bei allen diesen Einschätzungen treten so verschiedenartige Einflüsse auf, daß deren genauere Auswertung unmöglich ist. Es sind

daher beim Gebrauche dieser und anderer Abflußformeln nach Möglichkeit Messungsergebnisse zum Vergleiche heranzuziehen, die unter verwandten Umständen erhalten worden sind.

Die voraussichtlich zu erwartende absolute Größtwassermenge ist nach der Formel

$$Q_3 = a_k m H F \tag{9}$$

einzuschätzen, wobei der Wert a_k aus der letzten Tafel unter Beachtung der daselbst mit I, II, III und IV bezeichneten und nachstehend näher gekennzeichneten Geländeklassen zu entnehmen sind.

Klasse I: Sehr durchlässiger Boden mit gewöhnlicher Vegetation oder gemischte mittlere Böden mit üppiger Vegetation und Ackerland — bei allen Bodenerhebungen und falls das Gebiet größer ist als etwa 4000 qkm.

Klasse II: Die am häufigsten vorkommenden, gemischten (mittleren) Bodenarten mit normaler Vegetation im Hügelland und Gebirge, oder weniger durchlässige Bodenarten mit normaler Vegetation im Flachlande und leicht wellenförmigem Gelände. Ferner die Bodenarten der Klasse I für Gebietsgrößen kleiner als etwa 1000 qkm.

Vereinigung von Klasse I und Klasse II für Gebietsgrößen von etwa 1000 bis zu 4000 qkm.

Klasse III: Undurchlässige Bodenarten mit normaler Vegetation im steileren Hügellande und Gebirge. Größte gültige Gebietsfläche etwa 5000 qkm.

Vereinigung von Klasse II und Klasse III für Gebietsgrößen von etwa 5000 bis zu etwa 12000 qkm.

Bei noch größeren Gebietsflächen tritt an Stelle von Klasse III die Klasse II, gegebenenfalls in Vereinigung mit Klasse I.

Klasse IV: Sehr undurchlässige Bodenarten mit spärlicher oder gar keiner Vegetation in steilem Hügel- und Gebirgslande, sowie die für den Größtwasserabfluß überhaupt ungünstigsten Verhältnisse. Ferner bei sehr kleinen Gebietsgrößen bis zum Größtwert von etwa 50 qkm, falls Bodenverhältnisse der Klasse III vorliegen.

Vereinigung von Klasse III und Klasse IV für Gebietsgrößen von etwa 50 bis zu etwa 300 qkm.

Die selbständige Anwendbarkeit der Klasse IV für Gebiete größer als etwa 300 qkm wird nach Iszkowski nur äußerst selten in Frage kommen.

Der Wert m in der Formel für Q_3 ist endlich folgender Tafel zu entnehmen.

F qkm	m	F qkm	m	F qkm	m	F qkm	m	F qkm	m	Bemerkungen
≦ 1	10,0	200	6,87	1400	4,320	8 000	3,060	110 000	1,98	Zwischenwerte
10	9,5	250	6,70	1600	4,145	9 000	3,038	120 000	1,920	durch gerad-
20	9,0	300	6,55	1800	3,960	10 000	3,017	130 000	1,855	linige Ein-
30	8,5	350	6,37	2000	3,775	20 000	2,909	140 000	1,790	mittlung zu
40	8,23	400	6,22	2500	3,613	30 000	2,801	150 000	1,725	bestimmen.
50	7,95	500	5,90	3000	3,450	40 000	2,693	160 000	1,650	
60	7,75	600	5,60	3500	3,350	50 000	2,575	170 000	1,575	
70	7,60	700	5,35	4000	3,250	60 000	2,470	180 000	1,500	
80	7,50	800	5,12	4500	3,200	70 000	2,365	190 000	1,425	
90	7,43	900	4,90	5000	3,125	80 000	2,260	200 000	1,350	
100	7,40	1000	4,70	6000	3,103	90 000	2,155	225 000	1,175	
150	7,10	1200	4,515	7000	3,082	100 000	2,050	250 000	1,000	

Zu der Bestimmung des Wertes m ist noch zu bemerken, daß er sich stets auf die Gesamtfläche F des Flußgebietes bezieht, dessen größter Abfluß gesucht wird. Wird also dieses Flußgebiet F in mehrere Teile zerlegt, wobei

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \cdots$$

ist und die Gleichung

$$Q_3 = a_k m H F$$

in die Form

$$Q_3 = m \Sigma (a_{k1} H_1 F_1 + a_{k2} H_2 F_2 + a_{k3} H_3 F_3 + \cdots)$$

übergeht, dann ist m nach vorstehender Tafel, dem Gesamtwerte F entsprechend, anzunehmen.

Als brauchbar für kleinere Niederschlagsgebiete kann die nachstehende Tafel empfohlen werden.

Größte Abflußmengen in Sekundenliter auf das Hektar [5].

Tallänge	Das Niederschlagsgebiet ist gebirgig		hügelig		wenig geneigt		Bemerkungen
	fast unbewaldet	stark bewaldet	fast unbewaldet	stark bewaldet	fast unbewaldet	stark bewaldet	
kleiner als 1 km	80 *)	40	66	33	40	20	*) Bei sehr steilen Hängen u. nackter Felslage sind die Werte um 25% zu erhöhen.
bis 2 »	70 *)	35	58	29	35	18	Für zwischenliegende Kulturarten sind die entsprechenden Werte der Tafel durch Einmittlung zu entnehmen.
» 4 »	60	30	45	23	30	15	
» 8 »	40	20	30	15	20	10	
» 12 »	30	15	23	12	15	8	
» 16 »	20	10	15	8	10	5	
größer als 16 »	10	5	8	4	5	3	

Zahlenbeispiel.

Das 5 qkm = 500 ha große, zur Hälfte bewaldete Niederschlaggebiet eines 4 km langen Gebirgsbaches würde nach vorstehender Tafel liefern eine größte Abflußmenge

$$Q_{max} = 500 \cdot \frac{60 + 30}{2} = 22500 \text{ sl} = 22,5 \text{ scbm},$$

oder, auf das Quadratkilometer Gebietsfläche bezogen, eine Wassermenge

$$Q_{max} = \frac{22,5}{5} = 4,5 \text{ scbm/qkm}.$$

Vor der Benutzung solcher Tafeln, die nur die Gebietsgröße als Veränderliche enthalten, ist nachdrücklich zu warnen: sie können unmöglich zutreffende Schätzungswerte liefern. Und dann sei nochmal hervorgehoben, daß auch die beste Formel der Natur der Sache nach nur eine empirische Schätzungsformel sein, daß sie nie den Wert einer unmittelbaren Messung erreichen kann.

Dabei ist noch ein besonders wichtiger Umstand hervorzuheben. Wenn in einer Formel zur Einschätzung der sekundlichen Größtabflußmenge das Zurückhaltungsvermögen des Gebietes nur durch die Berücksichtigung seiner Größe, Boden- und Kulturart sowie seiner topographischen Beschaffenheit zum Ausdrucke kommt, dann ergibt sie eine zu große Abflußmenge, sobald die untersuchte Abflußstelle am Ende einer längeren

und erheblichen Erweiterung des Abflußquerschnittes liegt. Es wird dann, gegenüber einer oberhalb der Talerweiterung liegenden Abflußstelle, eine Abnahme der sekundlich abfließenden Größtmenge eintreten, ohne daß die gesamte Abflußmenge eines Hochwassers abzunehmen braucht: der kleineren sekundlichen Abflußmenge steht dann eine längere Abflußdauer gegenüber. Bevor daher zur Einschätzung der sekundlichen Größtabflußmenge eine Formel benutzt wird, die allgemein eine Zunahme dieser Menge mit der Zunahme der Gebietsgröße ergibt, ist sorgfältig zu prüfen, ob eine solche Zunahme überhaupt möglich sein wird. R. Halter [6] führt dazu ein lehrreiches Beispiel an:

Als die Kommission für die Donauregulierung in Wien im Jahre 1869 ihre Vorschläge eingereicht hatte, war die sekundliche Größtabflußmenge der Donau bei Wien zahlenmäßig noch nicht festgestellt. Der Umstand, daß nächst Wien ein geschlossener Hochwasserquerschnitt nicht vorhanden war, führte den damaligen Oberbauleiter Wex dazu, das Hochwasser von Budapest zugrunde zu legen. Er glaubte, daß die Abflußmenge bei Wien nicht größer sein könne als die von Budapest und legte die letztere seinen Berechnungen zugrunde. Im Jahre 1899 führte aber die Donau bei Wien bei einem Niederschlagsgebiete von rund 100 000 qkm sekundlich 10 000 cbm ab, während bei dem gleichen Hochwasser in Budapest, 280 km stromabwärts und bei fast doppelt so großer Gebietsfläche, nur kaum 7000 cbm sekundlich abgeführt wurden.

Während in Tetschen bei 51 000 qkm Gebietsfläche die sekundliche Größtmenge der Elbe 5600 cbm beträgt, weist sie in Dresden bei 53 085 qkm Gebietsfläche nur 4600 cbm, in Magdeburg mit 94 944 qkm nur 4300 cbm und in Lenzen mit 125 491 qkm nur 3300 cbm auf.

C. Wasserstände.

Die wechselnde Wasserführung der Wasserläufe findet ihren Ausdruck in den Schwankungen der Wasserstände, die an Pegeln ermittelt und deshalb auch Pegelstände genannt werden. Eine Wasserstandangabe ist nur dann eindeutig bestimmt, wenn sie auf den Abflußquerschnitt bezogen wird, an dem der Pegel aufgestellt ist und der daher auch Pegelstelle heißt, und wenn ferner entweder der Zeitpunkt oder aber der Zeitraum angegeben wird, für den sie gilt.

Aus den Pegelablesungen werden zunächst gewisse Mittelwerte abgeleitet. Aus den — mit selbstschreibenden Pegeln zu erhaltenden — stündlichen Ablesungen erhält man Tagesmittel, aus den täglich einmaligen Ablesungen für jeden Monat Monatsmittel und aus diesen Jahresmittel. Liegen von einer Pegelstelle mehrjährige ununterbrochene Beobachtungsreihen vor, dann dienen diese zur Ermittlung von mehrjährigen Durchschnittswerten der Monats- und Jahresmittel der Wasserstände.

Außer diesen Mittelwerten werden aus den Pegelaufzeichnungen gewisse Grenzwerte abgeleitet: die höchsten und niedrigsten Wasserstände, die in den einzelnen Monaten eines Jahres oder im Verlaufe eines einzelnen Jahres oder einer Reihe von Jahren abgelesen worden sind.

Wir bezeichnen für eine bestimmte Pegelstelle und für einen bestimmten Beobachtungszeitraum:

1. Niedrigwasser (N. W.) das Mittel aus allen niedrigsten Wasserständen,
2. Hochwasser (H. W.) das Mittel aus allen höchsten Wasserständen,
3. Mittelwasser (M. W.) das arithmetische Mittel aus allen Wasserständen,
4. Niedrigstwasser (N. N. W.) den niedrigsten Wasserstand,

5. Höchstwasser (H. H. W.) den höchsten Wasserstand. Endlich bezeichnen wir mit
6. Bekanntes Niedrigstwasser (bek. N. N. W.) den überhaupt an der Pegelstelle eingetretenen niedrigsten Wasserstand,
7. Bekanntes Höchstwasser (bek. H. H. W.) den überhaupt an der Pegelstelle eingetretenen höchsten Wasserstand.

Die Wasserstände 6. und. 7. können durch Zufall in den Beobachtungszeitraum fallen oder aber, und das ist die Regel, außerhalb desselben liegen; es ist bei ihnen stets der Tag ihres Vorkommens anzugeben.

Bezeichnen wir H. W. mit h_{max}
M. W. » h_m
N. W. » h_{min},

dann lassen sich die äußersten Grenzen, innerhalb derer sich die Mittelwasser bewegen, bestimmen durch

$$h_{m_1} = \frac{h_{max} + h_m}{2} \text{ als obere,}$$

$$h_{m_2} = \frac{h_m + h_{min}}{2} \text{ als untere Grenze.}$$

Es umfaßt dann der Bereich der Hochwässer alle Wasserstände über h_{m_1}, und der der Niedrigwässer alle Wasserstände unter h_{m_2}, während sich die Mittelwässer zwischen den Grenzen h_{m_1} und h_{m_2} bewegen.

Für die Häufigkeit der Wasserstände empfehlen sich die folgenden, vom badischen Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie eingeführten Begriffsbestimmungen [7].

1. Die absolute Häufigkeit oder kurzweg die Häufigkeit der Wasserstände eines beliebigen Teilungsabschnittes am Pegel ist die Anzahl oder das Vorkommen der in diesen Abschnitt fallenden regelmäßigen Wasserstandsangaben für den betrachteten Zeitraum nach Tagen oder nach Prozenten der Gesamtzeitdauer.

2. Die Benetzungsdauer für eine gewisse Wasserstandshöhe am Pegel bedeutet die Zeitdauer, während der sich der Wasserspiegel im Laufe der Gesamtzeit über dieser Höhe bewegt hat, d. h. während der die Pegellatte mindestens bis zu der betreffenden Stelle benetzt war.

3. Der Spielraum ist der Pegelteilungsabschnitt, an dem sich während der betrachteten Zeit die Wasserstände bewegt haben; sein Maß ist gleich dem Unterschied des Höchst- und Niedrigststandes für diesen Zeitraum.

4. Die Spielraummitte ist das arithmetische Mittel aus Höchst- und Niedrigststand.

5. Der gewöhnliche Stand (G. W.) ist der Wasserstand, dem die Hälfte oder 50 % der Gesamtzeit als Benetzungsdauer zukommen, also die Wasserstandshöhe, die im Laufe der Gesamtzeit ebenso oft überschritten als nicht erreicht worden ist.

6. Die mittlere absolute Häufigkeit oder kurzweg die mittlere Häufigkeit für gleich große, den Spielraum umfassende Pegelteilungsabschnitte ist das arithmetische Mittel der absoluten Häufigkeiten für diese Abschnitte.

7. Die mittlere Benetzungsdauer ist das arithmetische Mittel der Benetzungsdauern sämtlicher Wasserstände des Spielraumes.

Zur Erläuterung bringen wir zunächst nach der genannten Quelle die folgende Tafel.

Häufigkeit der Wasserstände (1901).
Rhein bei Waldshut. Pegel-Nullpunkt auf + 305,539 m N.N.

1	2	3	4	5
Dezimeterabschnitte der Pegelteilung	Häufigkeit der Wasserstände an den Teilungsabschnitten		Benetzungsdauer für die Pegellatte bis zur oberen Grenze der Teilungsabschnitte	
m a. P.	in Tagen	in Prozenten der Gesamtzeitdauer	in Tagen	in Prozenten der Gesamtzeitdauer
4,90 bis 4,81	1	0,3	0	0,0
4,80 » 4,71	0	0,0	1	0,3
4,70 » 4,61	0	0,0	1	0,3
4,60 » 4,51	2	0,5	1	0,3
4,50 » 4,41	0	0,0	3	0,8
4,40 » 4,31	2	0,5	3	0,8
4,30 » 4,21	3	0,8	5	1,4
4,20 » 4,11	2	0,5	8	2,2
4,10 » 4,01	2	0,5	10	2,7
4,00 bis 3,91	2	0,5	12	3,3
3,90 » 3,81	4	1,1	14	3,8
3,80 » 3,71	7	1,9	18	4,9
3,70 » 3,61	5	1,4	25	6,8
3,60 » 3,51	12	3,3	30	8,2
3,50 » 3,41	13	3,6	42	11,5
3,40 » 3,31	11	3,0	55	15,1
3,30 » 3,21	19	5,2	66	18,1
3,20 » 3,11	20	5,5	85	23,3
3,10 » 3,01	16	4,4	105	28,8
3,00 bis 2,91	25	6,8	121	33,2
2,90 » 2,81	22	6,0	146	40,0
2,80 » 2,71	17	4,7	168	46,0
2,70 » 2,61	13	3,6	185	50,7
2,60 » 2,51	7	1,9	198	54,2
2,50 » 2,41	1	0,3	205	56,1
2,40 » 2,31	7	1,9	206	56,4
2,30 » 2,21	5	1,4	213	58,4
2,20 » 2,11	4	1,1	218	59,8
2,10 » 2,01	5	1,4	222	60,8
2,00 bis 1,91	14	3,8	227	62,2
1,90 » 1,81	16	4,4	241	66,0
1,80 » 1,71	26	7,1	257	70,4
1,70 » 1,61	20	5,5	283	77,6
1,60 » 1,51	12	3,3	303	83,0
1,50 » 1,41	18	4,9	315	86,3
1,40 » 1,31	17	4,7	333	91,2
1,30 » 1,21	12	3,3	350	95,9
1,20 » 1,11	3	0,8	362	99,2
1,10 und darunter	0	0,0	365	100,0

6 — Mittel- und Grenzwerte

a) Jahr 1901.

H. H. W. . . . . 4,87 m a. P.
N. N. W. . . . . 1,17 » » »
Spielraum (= $h_{max} - h_{min}$) 3,70 »
Spielraummitte . . . . . . 3,02 » » »
M. W. . . . . 2,53 » » »
G. W. . . . . 2,71 » » »
Mittlere Häufigkeit (vgl. Spalte 2 und 3, 9,9 Tage oder 2,7%.
Mittlere Benetzungsdauer (vgl. Spalte 4 und 5) 134 Tage oder 36,7%.

b) Vergleichsjahrzehnt 1891—1900.

Gemittelte Werte:
H. W. . . . . 4,29 m a. P.
N. W. . . . . 1,14 » » »
Spielraum . . . . . . 3,15 »
Spielraummitte . . . . 2,72 » » »
M. W. . . . . 2,39 » » »
Mittlere Häufigkeit 11,6 Tage oder 3,18%.
Mittlere Benetzungsdauer 145 Tage oder 39,7%.

c) Äußerste Grenzwerte.

Bek. H. H. W. . . . . . . 6,67 m a. P.
Bek. N. N. W. . . . . . . 0,43 » » »
Größter bekannter Spielraum . . . . 6,24 »

Bemerkung: Ist die Häufigkeit größer als der Mittelwert (vgl. Spalte 6 und a) Jahr 1901, mittlere Häufigkeit), so erscheint die betr. Zahl in Spalte 2 und 3 fettgedruckt.

In der vorstehenden Tafel sind die den Spielraum umfassenden **Dezimeterabschnitte** am Pegel mit der aus Spalte 1 ersichtlichen Begrenzungsweise zugrunde gelegt. Zunächst wurde aus den täglichen Wasserstandsaufzeichnungen die Anzahl der auf jeden Dezimeterabschnitt fallenden Mittagsablesungen des Berichtsjahres bestimmt und als **Häufigkeit** in Spalte 2 eingetragen. Dabei galten der Höchst- und Niedrigststand des Jahres als Mittagsablesung der betreffenden Tage, auch wenn sie an diesen nicht Mittags vorhanden gewesen waren. Durch allmähliches Zusammenzählen der Zahlen in Spalte 2 entstehen die in Spalte 4 enthaltenen **Benetzungsdauern**. Jede der letzteren entspricht der Summe der auf den darüberliegenden Zeilen in Spalte 2 stehenden Zahlen, diese Benetzungsdauern gelten somit für die **obere** Grenze der betreffenden Dezimeterabschnitte. Mittels Teilens der Zahlen in Spalte 2 und 4 durch 0,01 · 365 sind die Prozentangaben in Spalte 3 und 5 gefunden.

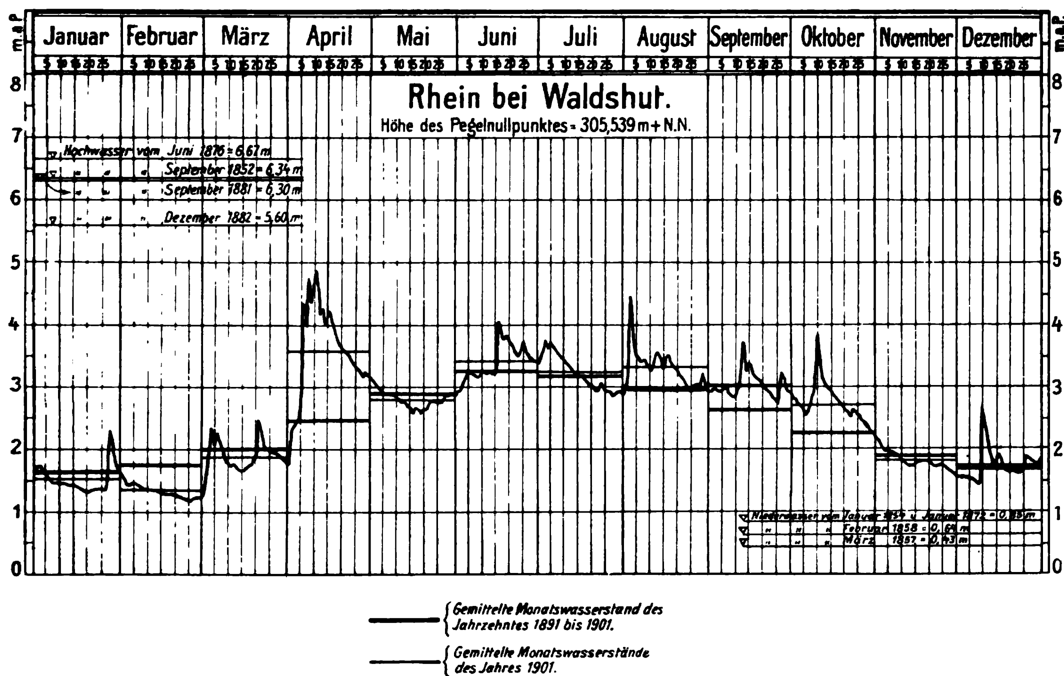


Fig. 123.

Die Ergebnisse der Tafel, deren Angaben durch Fig. 123 erläutert werden, sind in Fig. 124 zeichnerisch so dargestellt, daß auf den wagerechten Dezimeterteilungsstrichen des Spielraumes die zugehörigen, der Tafel entnommenen, Benetzungsdauern nach Prozenten der Gesamtzeit als Abszissen aufgetragen sind; der Abszissenmaßstab nach Tagesdauern (2 mm = 10 Tage) ist unten angegeben. Die so gefundenen Punkte sind durch die **Häufigkeitslinie**, oder besser die **Linie der Benetzungsdauer**, miteinander verbunden.

Das so entstehende Bild bedeutet eine Anordnung sämtlicher Benetzungsdauern nach ihrem Maß von der kleinsten bis zur größten, als wagerechte Linien von oben nach unten an der Ordinatenachse angereiht. Zugleich stellt die Figur eine Anordnung sämtlicher Wasserstände des betrachteten Zeitraumes (Jahres) nach ihrer Höhe dar, vom höchsten bis zum niedrigsten als lotrechte Linien von links nach rechts auf der Abszissenachse aufgestellt.

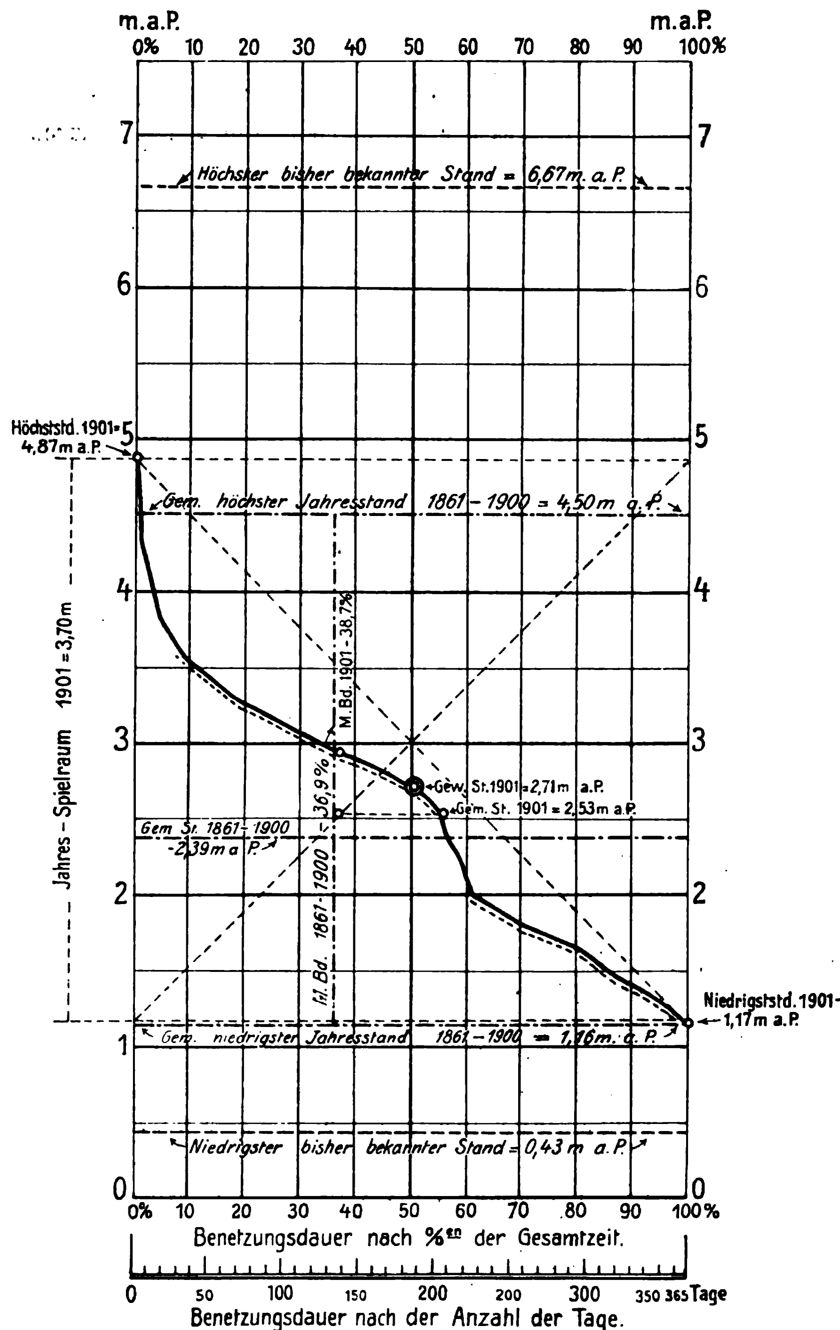


Fig. 124.

Mit Hilfe solcher Darstellungen läßt sich zunächst die Benetzungsdauer für jeden beliebigen Wasserstand des Spielraumes und umgekehrt der zu einer beliebigen Benetzungsdauer gehörige Wasserstand bestimmen. Der gewöhnliche Stand ergibt sich sofort als Schnittpunkt der Häufigkeitslinie mit der Ordinate auf dem Abszissenpunkte 50 %.

Sodann erhält man aus der Figur die Häufigkeit $p_{1 \cdot 2}$ der Wasserstände jedes beliebigen Zeitabschnittes $a_{1 \cdot 2} = h_1 - h_2$ als Unterschied der beiden Benetzungsdauern (Abszissen) t_1 und t_2, die den Grenzwasserständen (Grenzordinaten) h_1 und h_2 des Abschnittes entsprechen. Bezeichnet dabei h_1 den höheren Wasserstand, so ist

$$p_{1 \cdot 2} = t_2 - t_1,$$

ein Wert, der sich leicht mit dem Zirkel abgreifen läßt.

In der Figur ist mit gestrichelten Linien das Rechteck hervorgehoben, daß das Maß der Gesamtzeitdauer zur

Länge und das Spielraummaß zur Höhe hat. In diesem Rechteck verläuft also die Häufigkeitslinie vom linken oberen zum rechten unteren Eck.

Es bezeichne nun für den dargestellten Zeitraum:

F den Flächeninhalt des links unten von der Häufigkeitslinie liegenden Rechteckstückes,

T die Gesamtzeitdauer oder die Länge des Rechtecks, in Prozenten ($T = 100\,\%$) oder in Tagen,

H den Spielraum oder die Rechteckhöhe, in m,

t_m die mittlere Benetzungsdauer, in Prozenten oder in Tagen, und

h_m den um den Niedrigststand verminderten gemittelten Stand, in m.

Für die folgenden Betrachtungen soll die Grundlinie des Rechtecks als Abszissenachse gelten, die somit auf der Höhe des Niedrigststandes liegt; die Wasserstandshöhen h im Rechteck bezeichnen daher die um den Niedrigststand gekürzten Wasserstände am Pegel.

Es ist nun
$$F = T h_m = H t_m$$
oder
$$\frac{T}{t_m} = \frac{H}{h_m},$$
d. h. die Gesamtzeitdauer wird durch die mittlere Benetzungsdauer in dem gleichen Verhältnisse geteilt wie der Spielraum durch den gemittelten Wasserstand.

Wegen der Beziehung
$$t_m = \frac{h_m T}{H}$$
läßt sich die mittlere Benetzungsdauer t_m unabhängig von der Häufigkeitsdarstellung aus bekannten Größen berechnen, wie das auch bei der Tafel geschehen ist.

Die Diagonale des Rechtecks, die als Sehne die beiden Endpunkte der Häufigkeitslinie verbindet, heiße Hauptsehne, die andere Diagonale Gegendiagonale. Wegen
$$\frac{t_m}{h_m} = \frac{T}{H}$$
müssen sich die Wagerechte des gemittelten Standes und die Lotrechte der mittleren Benetzungsdauer auf der Gegendiagonale schneiden, was, wie angedeutet, zu einer einfachen zeichnerischen Bestimmung der mittleren Benetzungsdauer führt.

Die Gesamtzeitdauer T ist die Summe der absoluten Häufigkeiten p für die den Spielraum umfassenden Einzelabschnitte a, wie letztere z. B. in der Tafel als Dezimeterabschnitte ($a_0 = 0{,}1$ m) erscheinen, also
$$T = \Sigma(p).$$

Der Spielraum ist genau genug
$$H \cong n a_0.$$

Die mittlere absolute Häufigkeit für die Abschnitte a_0 ist
$$p_m \cong \frac{\Sigma(p)}{n} = \frac{a_0 T}{H},$$
kann also, wie die mittlere Benetzungsdauer, unabhängig von der Häufigkeitsdarstellung aus bekannten Größen genau berechnet werden, wobei zwischen diesen beiden Mittelwerten die Beziehung besteht
$$p_m = \frac{a_0 t_m}{h_m}.$$

Die mittlere relative Häufigkeit $P_{1.2}$ der Wasserstände des Spielraumabschnittes $a_{1.2}$ ergibt sich aus

$$P_{1.2} = \frac{p_{1.2}}{a_{1.2}} = \frac{t_2 - t_1}{h_1 - h_2}.$$

Bildet die Sehne des entsprechenden Abschnittes der Häufigkeitslinie den Winkel α_1. mit der Wagerechten, dann ist

$$P_{1.2} = \operatorname{ctg} \alpha_{1.2}$$

und die mittlere relative Häufigkeit P_m der Wasserstände des Gesamtspielraumes H

$$P_m = \frac{T}{H} = \operatorname{ctg} \alpha_m,$$

worin α_m den spitzen Neigungswinkel der Hauptsehne mit der Wagerechten bedeutet.

Somit ist auch

$$P_m = \frac{p_m}{a_0}.$$

Läßt man $a_{1.2}$ immer kleiner werden, dann wird schließlich die Sehne der Häufigkeitslinie zur Tangente im Punkt (t, h) der Häufigkeitslinie mit dem Neigungswinkel α. Die relative Häufigkeit P eines bestimmten Wasserstandes h wird dann

$$P = -\frac{dt}{dh} = \operatorname{ctg} \alpha.$$

Ist ferner die Häufigkeitslinie eine stetig gekrümmte Kurve, dann ist

$$p_{1.2} = -\int_{h_1}^{h_2} P\,dh.$$

Die relative Häufigkeit eines Wasserstandes ist um so größer, je weniger steil die Häufigkeitslinie an dem betreffenden Punkte ansteigt, und es kann nach dem Maße dieses Ansteigens aus der Häufigkeitslinie eine zweite, hier nicht aufgenommene, bildliche Darstellung, die Linie der relativen Häufigkeit, dadurch abgeleitet werden, daß die Werte $P = \operatorname{ctg} \alpha$ als Abszissen zu den zugehörigen, die Ordinaten bildenden Wasserstandshöhen aufgetragen werden.

Bezeichnet F_r die Fläche zwischen dieser neuen Linie und der Ordinatenachse, dann ist

$$F_r = \int_H^0 \frac{dt}{dh}\,dh = T.$$

Diese Fläche wird durch die Wagerechte des gewöhnlichen Standes halbiert.

Je nachdem die Einzelhäufigkeiten den Mittelwert übertreffen oder nicht erreichen, können die betreffenden Wasserstandsgruppen oder Wasserstände in solche von größerer und von kleinerer Häufigkeit unterschieden werden. Hiernach sind in den Spalten 2 und 3 der Tafel die Abschnitte größerer absoluter Häufigkeit durch Fettdruck und in der Fig. 124 die Wasserstände größerer relativer Häufigkeit durch Unterstrichelung der Linie der Benetzungsdauer hervorgehoben worden. Letztere Stellen werden gefunden, indem zur Hauptsehne parallele Tangenten an die Linie der Benetzungsdauer gelegt werden: die Berührungspunkte begrenzen dann die gesuchten Stellen.

Aus unseren Darlegungen erhellt, daß die relative Häufigkeit ihren Größtwert, auch Scheitelwert genannt, erreicht für

$$\operatorname{ctg} \alpha = -\frac{dt}{dh} = \max.$$

Liegt also eine stetig gekrümmte Kurve der relativen Häufigkeit vor, dann ergibt sich die Lage des Scheitelpunktes auf dieser durch die Bedingung

$$-\frac{d^2 t}{dh^2} = 0,$$

also an dem Wendepunkte der Kurve.

Übrigens hat dieser Scheitelwert nur dann eine besondere Bedeutung, wenn die Wasserstände größerer Häufigkeit in einer einzigen einscheiteligen Gruppe vereinigt sind oder wenn die Scheitel der Wasserstände von Nebengruppen gegen den Hauptscheitel (Scheitelwert) in ausgesprochener Weise zurücktreten.

Hat man für zwei benachbarte, nicht durch erhebliche Seitenzuflüsse getrennte Pegelstellen für den gleichen Zeitraum die Linien der Benetzungsdauer gefunden, dann kann man diese benutzen zur Ermittelung der gleichwertigen Wasserstände oder der Wasserstände gleicher Benetzungsdauer für die betreffenden Pegelstellen und den behandelten Zeitraum. Diese Stände haben also in den entsprechenden Linien der Benetzungsdauer die gleiche Abszisse und sind hiernach leicht zu bestimmen: so sind in Fig. 125 A und B, A_1 und B_1, A_2 und B_2 gleichwertige Wasserstände. Unter der erwähnten Vorbedingung des Beharrungszustandes für die Strecke zwischen den beiden Pegelstellen sind die gleichwertigen Wasserstände auch solche gleicher Wasserführung.

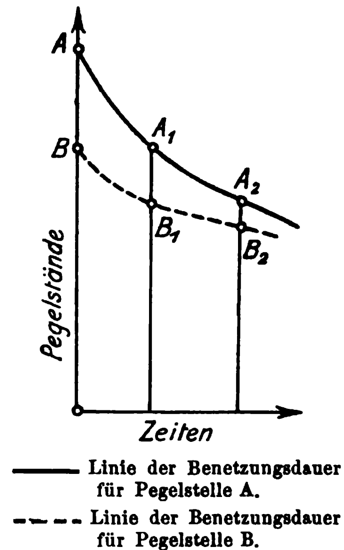


Fig. 125.

D. Wassermenge und Wasserstand.

Zwischen der an einer Pegelstelle abfließenden sekundlichen Wassermenge Q und dem zugehörigen Pegel- oder Wasserstande h besteht die allgemeine Beziehung

$$Q = a + bh + ch^2 + dh^3 + \ldots, \text{ oder allgemein } Q = \varphi(h),$$

die wir zeichnerisch so darstellen, daß wir die Pegelhöhen h_1, h_2, h_3 usw. als Ordinaten und die durch die Messungen gefundenen zugehörigen Wassermengen Q_1, Q_2, Q_3 usw. als Abszissen auftragen und die Endpunkte p_1, p_2, p_3 usw. der Abszissen durch eine Linie miteinander verbinden oder ausgleichen. Die so erhaltene Linie, Fig. 126, heißt Wassermengenlinie oder kürzer Mengenlinie.

Wird die Mengenlinie durch die vorstehende Gleichung dargestellt, dann sind zur Bestimmung der vier Konstanten a, b, c und d vier Messungen erforderlich mit folgenden Bedingungsgleichen

$$Q_1 = a + bh_1 + ch_1^2 + dh_1^3$$
$$Q_2 = a + bh_2 + ch_2^2 + dh_2^3$$
$$Q_3 = a + bh_3 + ch_3^2 + dh_3^3$$
$$Q_4 = a + bh_4 + ch_4^2 + dh_4^3$$

In der Regel ergibt sich für die Konstante d ein solch kleiner Wert, daß das letzte Glied mit der dritten Potenz vernachlässigt werden kann, so daß dann die Gleichung der Mengenlinie lautet

$$Q = a + bh + ch^2.$$

Die Linie behält ihre stetige Form nur für die Wasserführung im Bereiche des geschlossenen stetigen Abflußquerschnittes. Ist der letztere nicht stetig, dann setzt sie sich aus zwei oder mehreren Kurvenstücken zusammen, die nicht stetig ineinander übergehen. Die Linie zeigt dann in den Höhen der Pegelstände Knicke, in denen eine Unterbrechung der Stetigkeit des Abflußquerschnittes stattfindet, und sie kann dann nur ermittelt werden, wenn innerhalb der betreffenden Pegelspielräume $(h_2 - h_1)$ und $(h_3 - h_2)$, Fig. 127, genügend viele Mengenmessungen vorgenommen worden sind. — Liegen nur Messungen aus früheren Zeiten vor, dann darf man sie zur Bestimmung der Mengenlinie der betreffenden Abflußstelle nur benutzen, wenn diese in der Zwischenzeit der Form und Größe nach im wesentlichen unverändert geblieben ist. Sind aber inzwischen solche Änderungen in dem Abflußquerschnitte eingetreten, dann wird die neue Mengenlinie entweder unter, Fig. 128, oder über, Fig. 129, der alten liegen: im ersteren Falle ist dann inzwischen eine Hebung, im letzteren Falle eine Senkung der Wasserstände eingetreten.

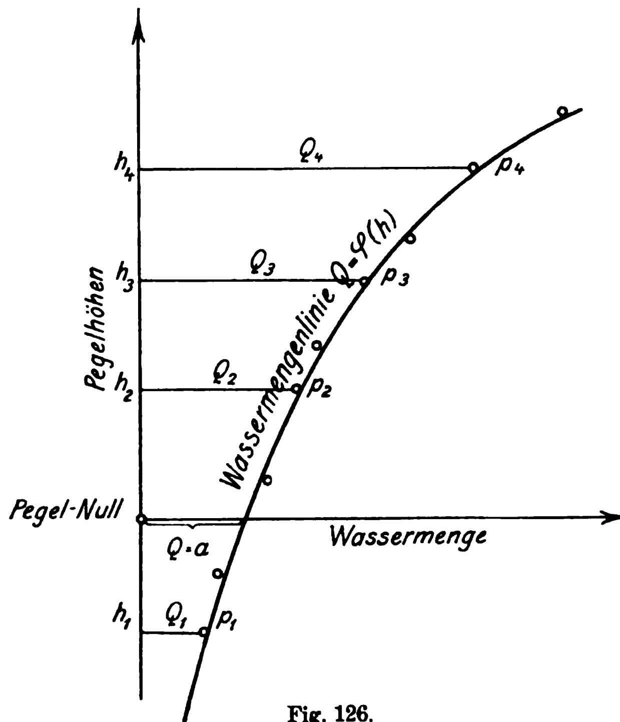


Fig. 126.

Wenn somit auch zuverlässige Mengenlinien nur durch Messungen zu erhalten sind, so können doch beim Fehlen solcher Messungen unter gewissen vereinfachenden, von der Wirklichkeit mehr oder minder abweichenden Voraussetzungen die Beziehungen

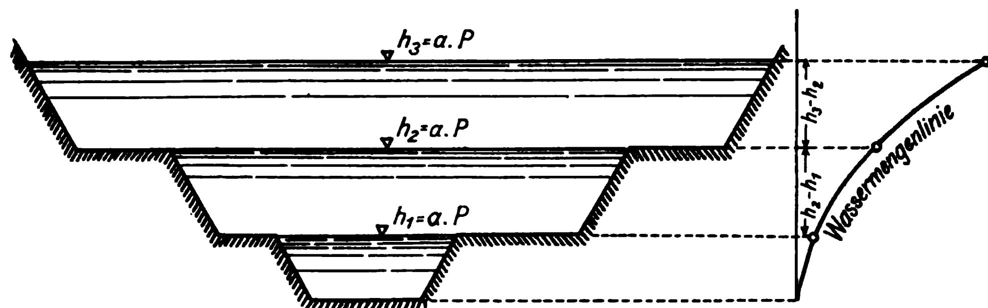


Fig. 127.

zwischen den Wasserständen und Wassermengen auf dem Wege der reinen Rechnung gefunden werden. Solche Rechnungen setzen zunächst regelmäßige und stetige Abflußquerschnitte und außerdem Unveränderlichkeit des Spiegelgefälles für alle Füllhöhen voraus. Mit diesen Voraussetzungen erhält man folgende Beziehungen.

1. **Für den Rechteckquerschnitt** von der Breite b und den veränderlichen Füllhöhen t und $(t+x)$:

$$Q_1 = F_1 v_1 = b \sqrt{J} c_1 t^{\frac{3}{2}}.$$

$$Q_2 = F_2 v_2 = b \sqrt{J} c_2 (t+x)^{\frac{3}{2}}.$$

2. **für den Parabelquerschnitt**, Fig. 130

$$Q_1 = F_1 v_1 = \frac{2}{3} \cdot b_1 a c_1 \sqrt{\frac{2}{3} a J}.$$

$$Q_2 = F_2 v_2 = \frac{2}{3} \cdot b_2 (a+x) c_2 \sqrt{\frac{2}{3}(a+x) J}.$$

Bezeichnet nun

P den Parameter der Parabel,

dann ist

$$P = \frac{b^2}{4a}$$

und

$$F_1 = \frac{2}{3} b_1 a = \frac{4}{3} \sqrt{P a^3}. \tag{10}$$

ferner

$$F_2 = \frac{2}{3} b_2 (a+x) = \frac{4}{3} \sqrt{P (a+x)^3}. \tag{11}$$

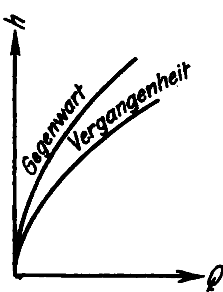


Fig. 128.

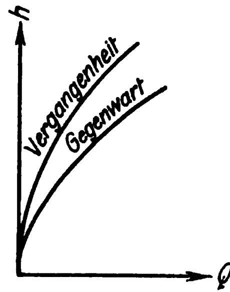


Fig. 129.

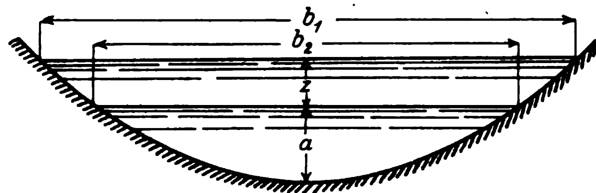


Fig. 130.

Somit wird

$$Q_1 = c_1 a^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot P J}. \tag{12}$$

$$Q_2 = c_2 (a+x)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot P J}. \tag{13}$$

Zahlenbeispiel.

Es sei für einen Parabelquerschnitt beim Pegelstande + 1,0 m a. P. durch Messung gefunden:

$$J = 0{,}0004, \quad b = 120 \text{ m} \text{ und } a = 3{,}0 \text{ m}.$$

Gesucht werden die Abflußmengen bei + 1,0 m a. P. und bei + 1,6 m a. P.

$$P = \frac{b^2}{4a} = \frac{120^2}{4 \cdot 3{,}0} = 1200.$$

$$t_1 = \frac{2}{3} \cdot a = \frac{2}{3} \cdot 3{,}0 = 2{,}0 \text{ m}.$$

$$t_2 = \frac{2}{3}(a+z) = \frac{2}{3}(3{,}0 + 0{,}6) = 2{,}4 \text{ m}.$$

Nach Hermanek bestimmen sich nunmehr

$$c_1 = 34\sqrt[4]{2{,}0} = 40{,}4$$
$$c_2 = 34\sqrt[4]{2{,}4} = 42{,}3.$$

Somit

$$Q_1 = 40{,}4 \cdot 3{,}0^2 \cdot \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0{,}0004} \cong 274 \text{ cbm}$$
$$Q_2 = 42{,}3 \cdot (3{,}0 + 0{,}6)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0{,}0004} \cong 413 \text{ cbm.}$$

Es werde nun weiter gefragt: welcher Pegelstand entspricht einer Abflußmenge $Q_3 = 600$ cbm.

Wir beantworten diese Frage mit Hilfe der Gleichung der Mengenkurve

$$Q = a + bh + ch^2$$

für $h = 0$ ist $Q_0 = a$. Wir legen daher zur Bestimmung von a die Abszissenachse durch den Nullpunkt des Pegels, für den gelten

$$t_0 = \frac{2}{3}(3{,}0 - 1{,}0) = \frac{4}{3} \text{ m}$$
$$\underset{\text{(Hermanek)}}{c_0} = 30{,}7\sqrt{\frac{4}{3}} = 35{,}5.$$
$$Q_0 = 35{,}5\,(3{,}0 - 1{,}0)^2 \sqrt{\frac{32}{27} \cdot 1200 \cdot 0{,}0004} \cong 106 \text{ cbm} = a.$$

Zur Bestimmung der beiden Konstanten b und c dienen nunmehr die Gleichungen

$$274 - 106 = 168 = b \cdot 1{,}0 + c \cdot 1{,}0^2.$$
$$413 - 106 = 307 = b \cdot 1{,}6 + c \cdot 1{,}6^2.$$

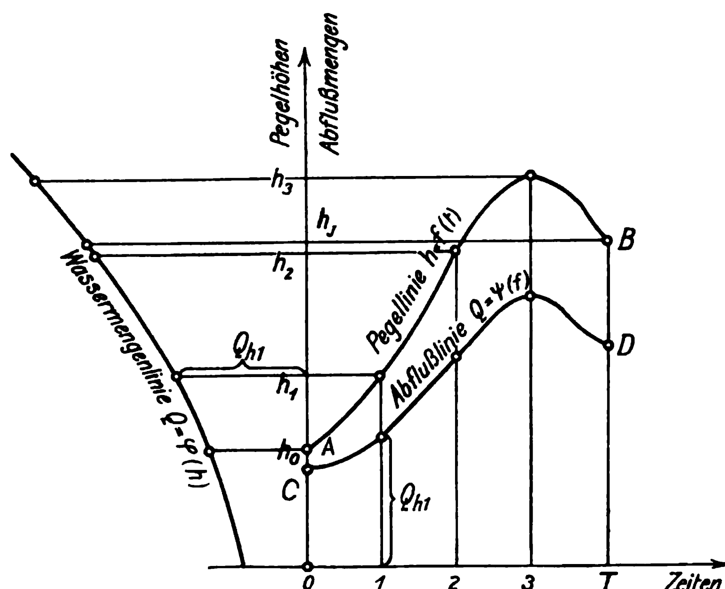


Fig. 131.

Daraus

$$b = 128{,}21;$$
$$c = 39{,}79.$$

Die Mengenkurvengleichung lautet also

$$Q = 106 + 128{,}21\,h + 39{,}79\,h^2$$

für $Q = 600$ ergibt sich daraus der zugehörige Pegelstand

$$h = 2{,}263 \text{ m a. P.}$$

Abflußlinien. Trägt man, Fig. 131 in einem rechtwinkligen Achsenkreuz die Zeiten als Abszissen und die zugehörigen Pegelstände als Ordinaten auf, dann erhält man die Pegellinie AB, die gekennzeichnet ist durch die Gleichung $h = f(t)$. Indem man ferner unter Benutzung der links gezeichneten Mengenlinie deren Abszissen als Ordinaten an den zugehörigen

Zeitpunkten aufträgt, erhält man die **Abflußlinie** CD. Die Abflußlinie stellt also eine Beziehung zwischen Menge und Zeit dar, so daß sie gekennzeichnet werden kann durch $Q = \psi(t)$. (In Fig. 131 irrtümlich mit $\psi(f)$ bezeichnet.) Ist für die Abflußlinie der Ordinatenmaßstab $1:m$ und der Abszissenmaßstab $1:n$, dann erhält man die gesamte Abflußmenge für den dargestellten Zeitraum OT, wenn mit dem Planimeter die Größe der Fläche $OCDT$ gleich F gefunden ist,

$$\Sigma Q = Fmn, \text{ in cbm.}$$

Ist z. B.

$$\frac{1}{m} = \frac{1}{8640}, \ (10 \text{ mm} = 86400 \text{ Sek.}),$$

$$\frac{1}{n} = \frac{1}{10}, \ (1 \text{ mm} = 10 \text{ cbm/Sek.}),$$

und ist für $OT = 60$ mm die Fläche $F = 6240$ qmm, dann ist in 6 Tagen abgeflossen eine Wassermenge

$$\Sigma Q = 6240 \cdot 8640 \cdot 10 = 539125000 \text{ cbm.}$$

Dauerlinie der Wassermenge. Mit Hilfe der Mengenlinie und der Linie der Benetzungsdauer findet man nach dem in Fig. 132 erläuterten Verfahren die Dauerlinie der Wassermenge. Die von dieser Linie, der unteren Abszisse und den beiden Endordinaten eingeschlossene Fläche stellt dann die **gesamte Abflußmenge** für den Zeitabschnitt dar, der durch die Länge der Abszisse ausgedrückt ist. Durch Division dieser Fläche durch die gesamte Zeitdauer erhält man die dieser letzteren entsprechende **mittlere Abflußmenge**, die wohl zu unterscheiden ist von der Wassermenge bei Mittelwasser: sie ist in der Regel etwas größer als diese.

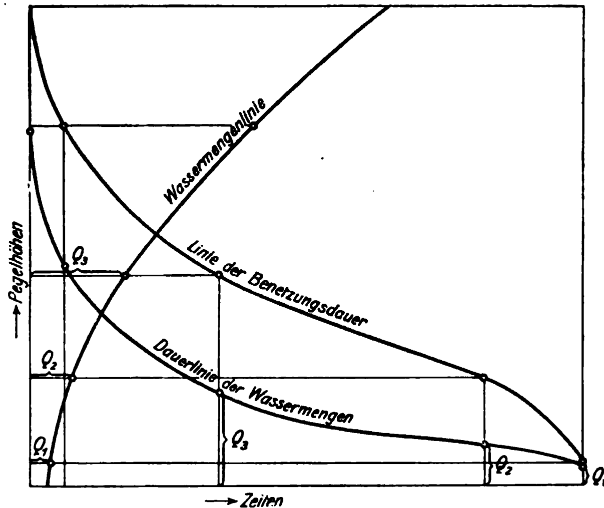


Fig. 132.

E. Hochwasseruntersuchungen.

Die Untersuchungen der Hochwassererscheinungen gehören zu den wichtigsten und zugleich schwierigsten Aufgaben der Hydrographie. Es fehlt nicht an zahlreichen Versuchen, das Entstehen der Hochwässer und das Fortschreiten der Anschwellungen theoretisch zu ergründen, aber solche Untersuchungen sind nur möglich unter gewissen, von den Verhältnissen der Wirklichkeit sich mehr oder minder entfernenden und vereinfachenden Voraussetzungen: man muß sich dabei beschränken auf Flußstrecken ohne Seitenzuflüsse und auf die weitere Sonderbedingung, daß diese Strecken bei Anschwellungen nicht ausufern und im Beharrungszustande allenthalben den gleichen Abflußquerschnitt aufweisen. Und gerade diese notwendigen Voraussetzungen verleihen den Ergebnissen solcher Untersuchungen einen nur geringen praktischen Wert, da in der Wirklichkeit gerade bei Hochwässern eine Fülle von Nebeneinflüssen auftritt, die,

ganz abgesehen davon, daß sie für einen jeden Flußlauf und für die einzelnen Strecken eines und desselben Flußlaufes andere sind, sich unmöglich in theoretische Formeln kleiden lassen. So sind wir auch auf diesem Gebiete der praktischen Hydraulik, und erst recht auf diesem Gebiete, auf die Beobachtung und die aus einer solchen sich ergebende Erfahrung angewiesen und müssen als bestenfalls zu erreichendes Ziel die Möglichkeit ansehen, aus Beobachtungsergebnissen Erfahrungsformeln abzuleiten, denen daher nie eine allgemeine Bedeutung und Anwendbarkeit zukommt.

Wir haben bereits gelegentlich der Ermittelung der sekundlichen Größtabflußmengen darauf hingewiesen, daß diese sehr häufig in einem Abflußquerschnitte im Unterlauf kleiner sind als in einem weiter flußaufwärts liegenden Querschnitte, und daß der geringeren sekundlichen Wassermenge unterhalb eine längere Abflußdauer entspricht, so daß die gesamte, während eines Hochwassers abfließende Wassermenge an beiden Stellen die gleiche sein kann. In der Tat wandert eine Anschwellung in einem Wasserlaufe von gleichbleibendem Querschnitt unter allmählicher Verlängerung und Verflachung flußabwärts. Diese Erscheinung wird durch Fig. 133 veranschaulicht und zugleich erklärt. In ihr sind für die gleiche Flußstrecke drei Augenblickszustände dargestellt: der Wasserspiegel 0,0 ist der des Beharrungszustandes, der der Anschwellung vorangeht und ihr nachfolgt, die Linien 1,1 und 2,2 stellen die Flutwelle in zwei um den Zeitraum Δt voneinander getrennten Zeitpunkten 1 und 2 dar. Im Zeitpunkte 1 ist für den Ort A_1 das Hochwasser gerade vorüber, der Ort D hat fallendes Wasser, am Orte B_1 zieht gerade der Scheitel der Flutwelle vorüber, der Ort E hat steigendes Wasser und im Orte C_1 beginnt das Wasser gerade zu steigen. In der Zeit, in der das Wasser in B_1 um h_1 steigt, ist der vordere Fußpunkt der Anschwellung von B_1 nach C_1 gewandert. Der vordere Abhang der Flutwelle hat ein stärkeres Gefälle als der hintere. Da nun durch das Gefälle die Geschwindigkeit bedingt wird, so muß der vordere Teil der Welle schneller fortschreiten als der hintere. In dem Zeitraum Δt legt der vordere Fuß der

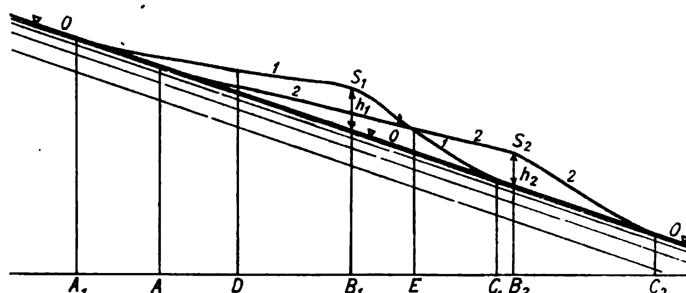


Fig. 133.

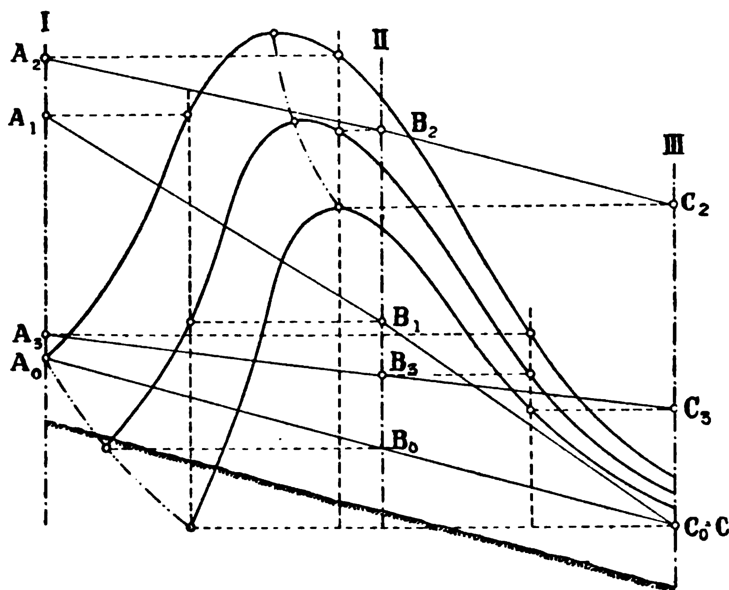


Fig. 134.

Flutwelle die Strecke $C_1 C_2$, der hintere Fuß die kleinere Strecke $A_1 A_2$ zurück, die Länge $A_1 C_1$ der Flutwelle 1,1 ist somit kleiner als die Länge $A_2 C_2$ der Flutwelle 2,2. Bei gleicher Flußbreite bedingt daher die Raumbeständigkeit der Anschwellung, daß die Höhe h_2 der Welle 2,2 kleiner ist als die Höhe h_1 der Welle 1,1.

Der Verlauf einer Hochwasserwelle läßt sich auch nach Fig. 134 [8] auf Grund der Wasserstandsaufzeichnungen in den Pegelorten I, II, III darstellen. Die Pegellinien sind zeitgerecht so aufgetragen, daß die Schnittpunkte einer beliebigen Lotrechten mit den Pegelkurven gleichzeitige Wasserstände ergibt. Durch die Projektion dieser Schnittpunkte auf die Pegelordinaten I, II und III ergeben sich die Längenschnitte des Wasserstandes beim Steigen und Fallen des Wassers. $A_0 B_0 C_0$ ist der Längenschnitt des Niedrigwassers im Beharrungszustand; $A_1 B_1 C_0$ ist die Gefällelinie während der Anschwellung, $A_2 B_2 C_2$ die Gefällelinie zur Zeit des Höchststandes im Pegelorte III, $A_3 B_3 C_3$ die Gefällelinie bei fallendem Wasser.

Die Verlängerung und gleichzeitige Verflachung der stromabwärts wandernden Anschwellung bedingt auch eine gleichartige allmähliche Umbildung der Abflußlinie.

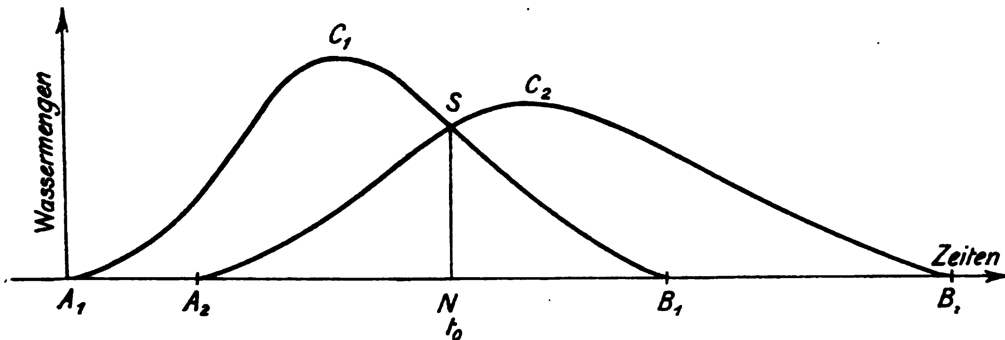


Fig. 135.

In Fig. 135 entspreche die Wagerechte $A_1 B_1$ der Abflußmenge beim Beharrungszustande, der der Anschwellung vorangeht und nachfolgt, während die Linien $A_1 C_1 B_1$ und $A_2 C_2 B_2$ die Abflußlinien an zwei Pegelstellen, einer oberen und einer weiter flußabwärts gelegenen, darstellen. Wenn nun der Wasserlauf auf der Strecke zwischen diesen beiden Pegelstellen keinen Zufluß erhält, dann muß die gesamte bei der Anschwellung durchgeflossene Wassermenge an beiden Stellen die gleiche sein, also die Beziehung stattfinden

$$\text{Fläche } A_1 C_1 B_1 = \text{Fläche } A_2 C_2 B_2$$

und daher auch

$$\text{Fläche } A_1 C_1 S A_2 = \text{Fläche } B_2 C_2 S B_1.$$

Die Fläche $A_1 C_1 S N$ stellt nun die Wassermenge der Anschwellung dar, die bis zu dem Zeitpunkte t_0 durch die obere Pegelstelle abgeflossen ist, während bis zu dem gleichen Zeitpunkte t_0 durch die untere Pegelstelle die Wassermenge $A_2 S N A_2$ abgeflossen ist. Mithin ist bis zum Zeitpunkte t_0 durch die obere Pegelstelle mehr abgeflossen

$$A_1 C_1 S N - A_2 S N A_2 = A_1 C_1 S A_2.$$

Die Fläche $A_1 C_1 S A_2$ stellt also die Vermehrung der Wassermenge, die Aufspeicherung des Wassers zwischen den beiden Abflußstellen bis zum Zeitpunkte t_0 dar.

Für eine gegebene Anschwellung $A_1 C_1 B_1$, die durch die obere Pegelstelle fließt, ist diese Aufspeicherung um so größer, je tiefer der Punkt S auf dem Kurvenzweige $C_1 B_1$

liegt. Und je tiefer der Punkt S liegt, um so flacher und länger muß die Kurve $A_2 C_2 B_2$ werden, da offenbar sein muß

$$S C_2 B_2 B_1 = A_1 C_1 S A_2.$$

Folglich muß die sekundliche Größtabflußmenge an der unterhalb liegenden Pegelstelle um so kleiner sein, je größer die Aufspeicherung oberhalb ist. Wenn also diese Aufspeicherung durch Eindeichungen vermindert wird, dann muß die sekundliche Größtabflußmenge unterhalb der Eindeichung zunehmen.

Bei langen Anschwellungen darf man genau genug das Spiegelgefälle gleich dem Gefälle des Beharrungszustandes setzen. Dann erhält man näherungsweise die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Anschwellung mit Hilfe der folgenden Betrachtung.

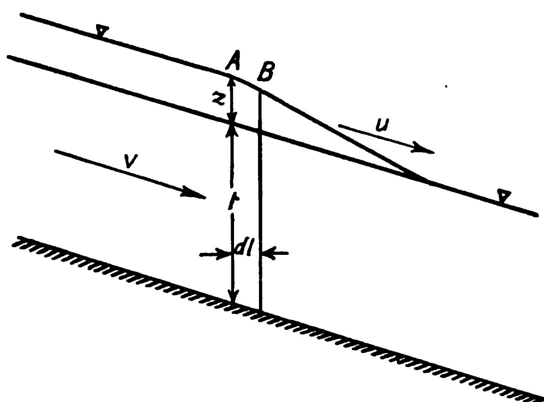


Fig. 136.

Durch den rechteckigen Querschnitt A, Fig. 136, von der Größe F, der Spiegelbreite b und der Tiefe $t + z$ fließt die sekundliche Wassermenge

$$Q = Fv,$$

wo

$$F = b(t + z)$$

und

$$v = c\sqrt{(t + z)J}.$$

Somit

$$Q = Fv = cb(t + z)^{\frac{3}{2}}\sqrt{J}.$$

Durch den um die unendlich kleine Strecke dl flußabwärts liegenden Querschnitt B fließt, da sich die Höhe z der Anschwellung mit l ändert, eine andere Wassermenge. Ist nun u die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Anschwellung, dann ist

$$dQ = dF \cdot u$$
$$dF = dz \cdot b,$$

mithin

$$u = \frac{dQ}{dF} = \frac{1}{b}\frac{dQ}{dz} = \frac{1}{b}\frac{3}{2} bc\sqrt{(t + z)J}$$

oder

$$u = \frac{3}{2} v. \tag{14}$$

Indem wir die gleiche Betrachtung auf den Parabelquerschnitt anwenden, setzen wir in die Gleichung

$$u = \frac{dQ}{dF}$$

die aus den Gleichungen (11) und (13) sich ergebenden Werte

$$dF = \frac{4}{3}\sqrt{P} \cdot \frac{3}{2} \cdot \sqrt{a + z}$$

$$dQ = 2 \cdot c \cdot \sqrt{\frac{32}{27} P}\ \sqrt{J}(a + z),$$

und erhalten

$$u = c\sqrt{a + z}\sqrt{\frac{32}{27} \cdot J}.$$

Da nun nach den Gleichungen (11) und (12) die Beziehung stattfindet

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{c(a+z)^2 \sqrt{\frac{32}{27} PJ}}{\frac{4}{3} \sqrt{P(a+z)^3}} = \frac{c\sqrt{a+z}\sqrt{\frac{32}{27} \cdot J}}{\frac{4}{3}},$$

so ergibt sich für den Parabelquerschnitt

$$u = \frac{4}{3} v. \tag{15}$$

Die Gleichungen (14) und (15) besagen also, daß die Anschwellungen in den Flüssen mit einer Geschwindigkeit fortschreiten, die größer ist als die Geschwindigkeit des fließenden Wassers, daß mit anderen Worten an irgendeiner Abflußstelle die Wassermenge zunimmt und der Wasserspiegel ansteigt, bevor noch die von oben kommende Anschwellung die Stelle erreicht. Diese Erscheinung findet ihre Erklärung in der Fortpflanzung des durch die Anschwellung bewirkten verstärkten Druckes.

Da diese Erscheinung aber mit den gefundenen Zahlenwerten nur auftreten kann, wenn die Voraussetzungen, unter denen wir sie ermittelt haben, erfüllt werden, und da diese Voraussetzungen in der Wirklichkeit, d. h. in natürlichen Wasserläufen, niemals zutreffen, so tragen unsere Rechnungen ein vorwiegendes akademisches Gepräge. Insbesondere werden unsere Betrachtungen hinfällig für das praktisch wichtigste und zugleich häufigste Ausufern des Hochwassers. Je breiter der ausufernde Wasserquerschnitt ist, um so kleiner wird die Höhe der Anschwellung, um so geringer ihre Fortschreitungsgeschwindigkeit, während umgekehrt bei Einengungen des Hochwasserquerschnittes Schwallhöhe und Schwallgeschwindigkeit anwachsen. Jasmund [9] führt mehrere Beispiele vom Rhein und von der Elbe an, bei denen die Fortschreitungsgeschwindigkeit u kleiner war als die mittlere Querschnittgeschwindigkeit v.

Aus rein theoretischen Betrachtungen [10], auf die wir indessen hier nicht näher eingehen wollen, da ihnen nur ein akademischer Wert zukommt und ihre Ergebnisse durchaus keine Übereinstimmung mit den Beobachtungen aufweisen, ergibt sich, daß an einer bestimmten Flußstelle dem Größtwert der sekundlichen Abflußmenge der Größtwert des Wasserstandes und diesem erst der Vorübergang des Scheitels der Hochwasserwelle folgt. Da das Gefälle auf dem vorderen Abhang einer Anschwellung größer ist als auf ihrem hinteren Abhange, so müßte bei gleichem Pegelstande die sekundliche Wassermenge bei steigendem Wasser größer sein als bei fallendem. Diese allgemein verbreitete Lehrmeinung hat aber durch neuere Messungen an der Elbe, wie Jasmund [9] mitteilt, keine Bestätigung erfahren. Nach diesen Messungen hat sich allerdings bei steigendem Wasser eine größere Oberflächengeschwindigkeit ergeben als — bei gleichem Pegelstande, also gleichem Abflußquerschnitte — bei fallendem Wasser, aber die Geschwindigkeitsabnahme nach der Sohle war bei steigendem Wasser ebenfalls größer als bei fallendem, so daß sogar die mittlere Geschwindigkeit bei steigendem Wasser kleiner ausfiel als bei fallendem Wasser. Wir schließen uns daher der von Jasmund vertretenen Meinung an, daß die gegenständliche Frage einstweilen noch als eine offene gelten muß.

Hochwasservorhersage.

Nach dem soeben Vorgetragenen wird es erklärlich, daß eine brauchbare Vorhersage eines Hochwassers oder ganz allgemein eines Wasserstandes nicht mit Hilfe einer allgemein gültigen Formel bewirkt werden kann, daß es hierzu vielmehr der Verwendung

von Beobachtungsergebnissen bedarf, die nie von einem Flusse auf einen anderen Fluß übertragen werden können. Man hat vielmehr zur Voraussage eines Hochwassers die Beziehungen zu ermitteln, die zwischen zwei Pegelstellen, einer solchen A und einer zweiten flußabwärts gelegenen B, hinsichtlich ihrer Wasserstände bestehen. Wenn zwischen diesen beiden Pegelstellen Nebenflüsse einmünden, so ist der Wasserstand in B außerdem noch als Abhängige der Wasserstände, die an je einem Punkte der Nebenflüsse auftraten, darzustellen. Diese Bestimmungen können nur auf Grund langjähriger Beobachtungen erfolgen und durch Gleichungen, Tabellen oder zeichnerisch festgelegt werden. Dabei müssen die Mengenlinien sämtlicher Pegelstellen ermittelt sein: aus den Wasserständen der oberen Pegel werden dann mit Hilfe der ihnen zugehörigen Mengenlinien die dortigen Abflußmengen bestimmt. Aus der Summe der letzteren ergibt sich die Abflußmenge für den unteren Pegel B und damit sein Wasserstand.

Man wird allerdings mit diesem Verfahren nicht immer solch sichere Vorhersagungen gewinnen können, wie das z. B. für das hydrographisch einfache Gebiet der Elbe in Böhmen der Fall ist. Hier ist es mit Hilfe von zahlreichen Messungen der Abflußmengen der kleinen Elbe bei Brandeis, der Moldau bei Prag, der Eger bei Laun und der Elbe bei Tetschen gelungen, eine Beziehung der Wassermengen zu finden und für Tetschen eine auf diesen Wassermengen und den Wassermengenkurven beruhende Vorhersage des Wasserstandes einzurichten. Die bei Brandeis, Prag und Laun gleichzeitig abfließenden Wassermengen erreichen 24 Stunden später Tetschen. Die Wassermenge bei Tetschen ist gleich der Summe der Wassermengen bei Brandeis, Prag und Laun vermehrt um 10%. Diese Vermehrung entspricht der Wassermenge, die aus den übrigen Teilen des Zwischengebietes zufließt. Die Wasserstände in Brandeis, Prag und Laun werden der Zentralstelle in Prag telegraphisch übermittelt, die nunmehr mit Hilfe der ihr bekannten Wassermengenkurven für die 3 Pegelstellen die zugehörigen Wassermengen bestimmt. Aus der Summe der Wassermengen, vermehrt um 10%, erhält man die Wassermenge für Tetschen und aus der Wassermengenkurve für Tetschen den am dortigen Pegel zu erwartenden Wasserstand. Die Eintrittszeit dieses Wasserstandes ergibt sich aus den durch Beobachtung ermittelten Fortschreitungsgeschwindigkeiten der Anschwellungen [11].

Für kleine im Quellgebiete liegende Flußgebiete versagt die Vorhersage auf Grund von Pegelablesungen, da hier das Auftreten und Fortschreiten der Hochwässer in erster Linie von der Regenhöhe und Regenverteilung abhängig ist, so daß eine Vorhersage nur mit Hilfe der gemessenen Regenhöhen, natürlich unter Beachtung der Gebietseigenschaften, möglich, aber nur ausnahmsweise mit Sicherheit zu bewirken ist.

F. Zurückhaltungsvermögen der Seen [12].

Die Abnahme der sekundlichen Hochwassermenge tritt dann besonders ausgeprägt auf, wenn sich das Bett eines Wasserlaufes zu einem Seebecken erweitert. Ein solches Seebecken pflegt bei größerer Ausdehnung meist mehrere Zuflüsse, aber nur einen Abfluß zu haben.

Trägt man die Wasserstände h eines Sees als Abhängige der Zeit t in einem rechtwinkligen Achsenkreuz auf, dann erhält man, Fig. 137, die Seestandlinie, die mithin eine Pegellinie von der Form

$$h = f(t)$$

darstellt.

Für die unendlich kurze Zeit dt wird das Steigen oder Fallen des Seespiegels ausgedrückt durch

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg}\alpha.$$

$\frac{dh}{dt}$ wird gleich Null für α = Null, wenn also die Seestände h einen Größt- oder Kleinstwert erreichen oder wenn ein Beharrungszustand eintritt, der in der Zeichnung als wagerechte Gerade erscheint.

Außer der Seestandlinie kommen für die Untersuchung der Seen noch folgende Größen in Betracht.

Die Seefläche F. Sie kann, da die Schwankungen der Seestände gering und die Seeufer gewöhnlich steil sind, für unsere Untersuchungen als unveränderlich angenommen werden.

Fig. 137.

Der Seezufluß Q_z und der Seeabfluß Q_a. Beide sind auf die Zeiteinheit zu beziehen, erscheinen also in den Formen

$$Q_z = \varphi(t)$$
$$Q_a = \psi(t).$$

Der Zufluß ist schwierig zu bestimmen. Selbst wenn man alle einzelnen Zuflüsse messen würde, würde sich doch die unterirdische Speisung der Seen durch Grundwasser der Messung entziehen. Man begnügt sich daher mit der Messung des Abflusses. Die diesbezüglichen Ergebnisse sind aber dann nicht genau zutreffend, wenn das Seewasser teilweise durch Versickerung unterirdisch abfließt. Von der Berücksichtigung der Speisung durch Niederschläge und der Verluste durch Verdunstung pflegt man bei diesen Ermittlungen abzusehen, indem man genügend genau annehmen darf, daß sich diese beiden Größen im Laufe des Jahres ungefähr das Gleichgewicht halten.

Wird die Seefläche F als unveränderlich angenommen, dann verbleiben als Bestimmungsstücke des Sees

1. Die Seestandlinie $h = f(t)$,
2. die Zuflußlinie $Q_z = \varphi(t)$ und
3. die Abflußlinie $Q_a = \psi(t)$.

Von diesen drei Größen ist Q_z unabhängig veränderlich, während h und Q_a von Q_z abhängig sind, da jede Veränderung von Q_z auch eine Änderung von h und Q_a bewirkt.

Beim Beharrungszustande ist

$$Q_z = Q_a.$$

Vergrößert sich nun der Zufluß, so steigt zunächst der Seespiegel und mit diesem nimmt auch der Abfluß zu. Letzteres wird so lange andauern, bis sich abermals Zu- und Abfluß ausgleichen.

Der Zufluß kann wegen der großen Ausdehnung der Seefläche den Wasserspiegel nur langsam heben, so daß die Zunahme des Abflusses eine geringere und langsamere ist als die des Zuflusses. Da somit das vom Seestande abhängige Anwachsen des Abflusses hinter dem des Zuflusses zurückbleibt, so wird eine gewisse Wassermenge im See aufgespeichert, deren Größe durch die gestrichelte Fläche in Fig. 138 dargestellt und durch folgende Beziehungen gefunden wird.

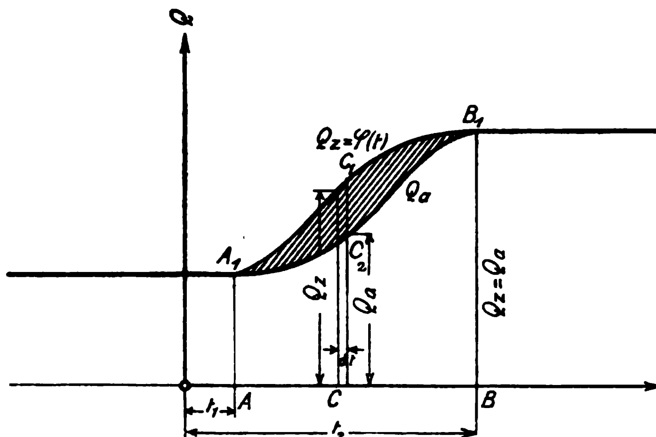


Fig. 138.

$$\text{Fläche } AA_1C_1B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_z dt$$

$$\text{Fläche } AA_1C_2B_1B = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt.$$

Mithin

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = V = F(h_2 - h_1),$$

wenn bezeichnet:

F die Seefläche,
h_1 den Seestand am Anfange der Beobachtungszeit und
h_2 den Seestand am Ende der Beobachtungszeit.

Hat sich z. B. in dem Zeitraume dt der Seestand um dh gehoben, so hat sich im See die Wassermenge Fdh angesammelt: es ist daher

$$Q_z dt = Fdh + Q_a dt$$

die Gleichung für die zurückhaltende, aufspeichernde Wirkung des Sees.

Diese Zurückhaltung ist positiv oder negativ, je nachdem

$$Q_z \gtrless Q_a \quad \text{ist.}$$

Sind nun gegeben die Seestandlinie

$$h = f(t)$$

und die Mengenlinie des Abflusses

$$Q_a = \varphi(h),$$

dann ermittelt man die Abflußlinie

$$Q_a = \psi(t),$$

Fig. 137. Mit Hilfe der letzteren ergibt sich die in der Zeit Δt abfließende Wassermenge zu

$$\frac{Q_{a_1} + Q_{a_2}}{2} \cdot \Delta t.$$

Ferner ist die in der Zeit $(t_2 - t_1)$ abfließende Wassermenge

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = \text{Fläche } EE_1FF_1.$$

Für den Beharrungszustand ist

$$Q_z = Q_a,$$

mithin auch

$$\int Q_z dt = \int Q_a dt$$

oder

$$Q_z t = Q_a t.$$

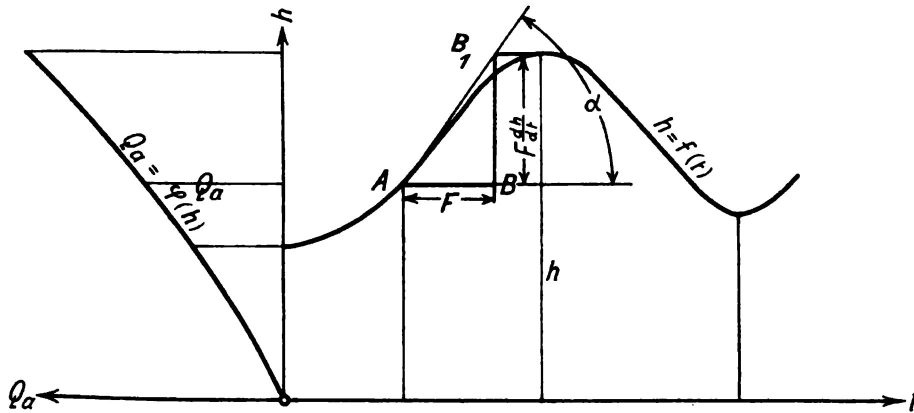


Fig. 139.

Liegt die Aufgabe so vor, daß gegeben sind, Fig. 139,

$$h = f(t) \quad \text{und} \quad Q_a = \varphi(h),$$

und soll die zugehörige Zuflußlinie

$$Q_z = \varphi(t)$$

gesucht werden, dann ergibt sich aus unseren früheren Darlegungen

$$Q_a dt + F dh = Q_z dt$$

oder

$$Q_a + F\frac{dh}{dt} = Q_z.$$

$\frac{dh}{dt}$ ist das Steigen, $\frac{dh}{dt}F$ die Aufspeicherung des Sees in der Zeiteinheit dt.

Nun ist F konstant und $\frac{dh}{dt} = \text{tg}\,\alpha$.

Dieses $\text{tg}\,\alpha$ ändert sich mit der Steigung der Seestandlinie und erreicht in ihrem Wendepunkt den größten Wert. Man kann es sowohl rechnerisch als auch zeichnerisch bestimmen.

Rechnerisch läßt sich der Wert $\operatorname{tg}\alpha F$ in cbm/Sek. ausdrücken. Der See steige z. B. in 24 St. um 0,5 m, so ist

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg}\alpha = \frac{0{,}5}{86400} = 0{,}0000006 \text{ m/Sek.}$$

und

$$\operatorname{tg}\alpha F = 500000000 \text{ cbm} \cdot 0{,}0000006 \text{ m} = 3000 \text{ cbm/Sek.},$$

wenn die Seefläche gleich 500 qkm sein würde.

Zeichnerisch macht man, Fig. 139, die Strecke $AB = F$, dann ist

$$BB_1 = AB \operatorname{tg}\alpha = F \operatorname{tg}\alpha = F\frac{dh}{dt}.$$

Die Konstruktion kann man für jeden Punkt der Seestandlinie ausführen.

Addiert man die so erhaltenen Strecken

$$BB_1 = F \operatorname{tg}\alpha$$

zu den entsprechenden

$$Q_a = \psi(t),$$

Fig. 140a, so erhält man die gesuchte Linie

$$Q_z = \varphi(t);$$

trägt man sie aber in den entsprechenden Zeitpunkten über einer neuen Achse auf, so erhält man die Linie der Zurückhaltung, Fig. 140b,

$$R = F\frac{dh}{dt} = F \operatorname{tg}\alpha.$$

Unsere Ergebnisse lassen erkennen, daß, je größer F ist, um so größer auch die Aufspeicherung im See sein wird.

Aus

$$Q_z dt = Q_a dt + F dh$$

folgt für $F = 0$

$$Q_z = Q_a.$$

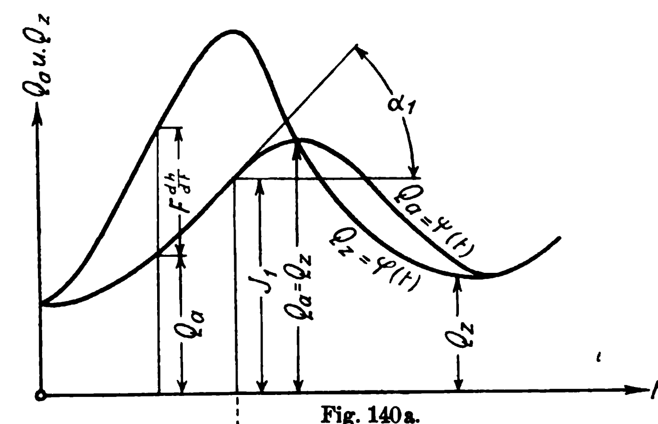


Fig. 140a.

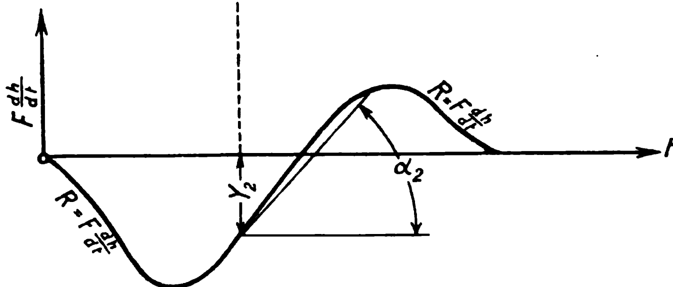


Fig. 140b.

Ist andererseits $F = \infty$, dann herrscht konstanter Abfluß, d. h. der Zufluß vermag den Abfluß nicht zu ändern.

Aus der Gleichung

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt - \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt = F(h_2 - h_1)$$

folgt, daß, wenn

$$h_2 = h_1, \quad \text{oder} \quad h_2 - h_1 = 0,$$

auch

$$F(h_2 - h_1) = 0$$

wird und somit ist

$$\int_{t_1}^{t_2} Q_z dt = \int_{t_1}^{t_2} Q_a dt.$$

D. h. zwischen zwei Zeitpunkten, in denen die Seehöhe die gleiche ist, sind Zu- und Abflußmengen einander gleich.

Endlich entnehmen wir den Figuren 140a und 140b das folgende:

Der größte Abfluß findet beim höchsten Seestande statt, d. h. im Schnittpunkte der Zu- und Abflußlinie, jedoch später als der größte Zufluß.

Der größte Zufluß $y = \max$ tritt ein, wenn

$$\frac{dy_1}{dx} + \frac{dy_2}{dx} = 0, \quad \text{d. h.} \quad \sphericalangle \alpha_1 = \sphericalangle \alpha_2,$$

also innerhalb des Zeitraumes zwischen dem Wende- und Scheitelpunkte der Seestandlinie. Die größte Aufspeicherung findet im Wendepunkte der Seestandlinie statt, weil hier

$$\frac{dh}{dt} = \operatorname{tg}\alpha = \max.$$

Es seien nun gegeben:

$$Q_z = \varphi(t) \quad \text{und} \quad Q_a = \varphi(h),$$

zu suchen:

$$h = f(t) \quad \text{und} \quad Q_a = \psi(t).$$

Für die Zeit dt ist der Zufluß gleich $Q_z dt$, für die Zeit Δt ist

$$\Delta Q_z = \frac{Q_{z_1} + Q_{z_2}}{2} \cdot \Delta t,$$

wenn bezeichnen

Q_{z_1} die Zuflußmenge am Beginn der Zeit Δt und

Q_{z_2} die Zuflußmenge am Ende der Zeit Δt.

Entsprechend ist

$$\Delta Q_a = \frac{Q_{a_1} + Q_{a_2}}{2} \cdot \Delta t.$$

Endlich ist, da

$$Q_a = Q_z - F\frac{dh}{dt},$$

$$F \cdot \Delta h = \frac{Q_{z_1} + Q_{z_2}}{2} \cdot \Delta t - \frac{Q_{a_1} + Q_{a_2}}{2} \cdot \Delta t.$$

In dieser Gleichung sind zwei Unbekannte, Δh und Q_{a_2}. Wird Δh so angenommen, daß das ihm zugehörige Q_{a_2} der Gleichung genügt, dann ist die Aufgabe gelöst.

Oder es sei gegeben:

$$Q_a = \psi(t), \qquad Q_a = \varphi(h)$$

und eine neue Abflußmengenlinie

$$Q_{a_1} = \varphi_1(h).$$

Man soll untersuchen, wie sich bei dieser letzteren die Abflußverhältnisse, also $Q_{a_1} = \psi_1(t)$ und die Seestände $h = f(t)$ gestalten.

Entsprechend der Grundgleichung

$$Q_z dt - Q_a dt = F dh$$

ist

$$Q_z dt - Q_{a_1} dt = F dh_1.$$

Somit

$$F(dh - dh_1) = Q(_{a_1} - Q_a) dt.$$

$dh - dh_1$ ist das Minderansteigen des Sees gegen früher in der Zeit dt. Für einen endlichen Zeitabschnitt Δt wird

$$(Q_{a_1} - Q_a)\,\Delta t = F(\Delta h - \Delta h_1).$$

Sind die alten und neuen Abflußmengen

am Anfang der Zeit $\varDelta t$ gleich Q_{a_1} und Q'_{a_1},
am Ende der Zeit $\varDelta t$ gleich Q_{a_2} und Q'_{a_2},

dann ist

$$\frac{(Q'_{a_1} - Q_{a_1}) + (Q'_{a_2} - Q_{a_2})}{2} \cdot \varDelta t = F(\varDelta h - \varDelta h_1),$$

und daraus ergibt sich

$$\varDelta h_1 = \varDelta h - \frac{(Q'_{a_1} - Q_{a_1}) + (Q'_{a_2} - Q_{a_2})}{2F} \cdot \varDelta t.$$

In diesen Gleichungen sind zwei Unbekannte, $\varDelta h_1$ und Q'_{a_2}, so daß wiederum, wie vor, eine Lösung mit der regula falsi bewirkt werden müßte.

Alle solche Ermittlungen werden auch sehr zweckmäßig auf zeichnerischem Wege angestellt: diesen hat uns Harlacher gewiesen, dem wir überhaupt die vorstehenden grundlegenden Betrachtungen verdanken.

Wir entnehmen der zuletzt angezogenen Quelle noch die folgenden Betrachtungen.

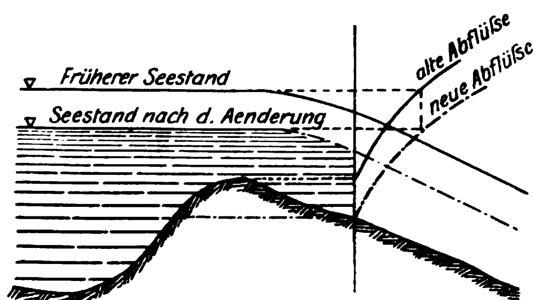


Fig. 141.

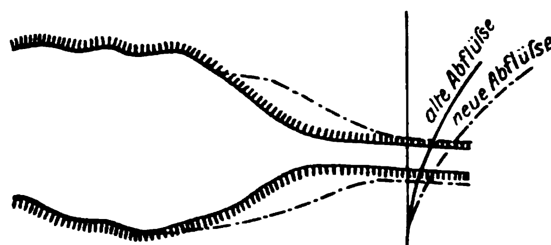


Fig. 142.

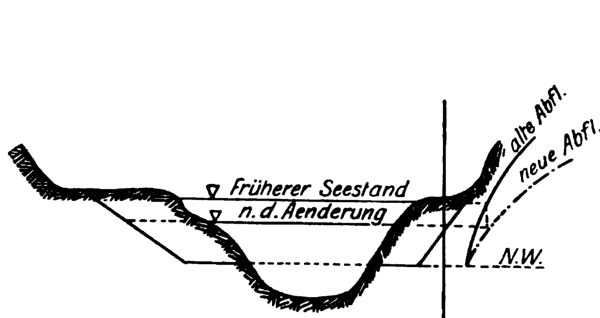


Fig. 143.

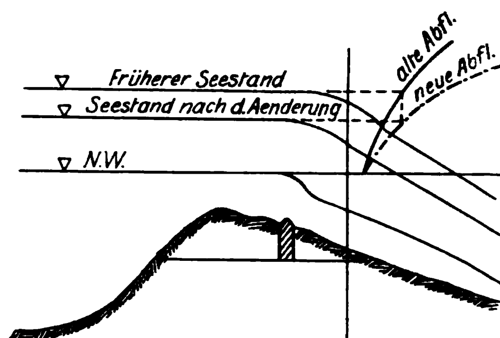


Fig. 144.

Man kann den Abfluß aus einem See so ändern, daß er bei dem gleichen Seestande größer oder kleiner wird als früher. Ersteres kann man herbeiführen entweder durch eine Vertiefung oder durch eine Verbreiterung der Abflußstelle oder endlich durch beide Mittel zugleich.

Fig. 141 stellt die durch eine Vertiefung der Abflußstelle, Fig. 142 die durch eine Verbreiterung derselben bewirkten Änderungen dar.

Die Verbreiterung des Abflußquerschnittes läßt sich so vornehmen, daß durch sie nur die Hochwässer des Sees gesenkt werden: man hat sie zu dem Ende nach Fig. 143 auf den über Niedrig- oder Mittelwasser liegenden Teil zu beschränken.

Man kann auch durch ein Wehr im Abflußquerschnitt den Seespiegel stauen und dadurch beim gleichen Seestand einen gegen früher kleineren Abfluß erzielen, Fig. 144. Ist das Wehr beweglich, dann läßt sich der Abfluß nach Belieben regeln, auch das Niedrigwasser heben.

Endlich läßt sich durch eine Vertiefung und Erweiterung des Abflußquerschnittes das Hochwasser senken, durch ein Wehr aber das Niedrigwasser auf seiner alten Höhe erhalten.

G. Bildung und Einfluß des Eises [13].

In stehendem Wasser findet eine Schichtung der Wassermassen in der Lotrechten nach Maßgabe der verschiedenen Dichten des Wassers statt, d. h. nach Maßgabe der Wasserwärme. Da nun das Wasser bei + 4° C seine größte Dichte besitzt, so werden bei andauerndem Frost die mit der kalten Luft in unmittelbarer Berührung stehenden und daher am stärksten abgekühlten Wasserteilchen der Oberfläche an dieser bleiben, während unmittelbar über der Sohle sich das schwerste Wasser von + 4° C Wärme ansammelt. Infolgedessen gefriert stehendes Wasser zuerst an der Oberfläche, die mit einer festen Decke aus Kerneis überzogen wird, welche bei anhaltendem Frost von oben nach unten an Stärke zunimmt.

In fließendem Wasser kann es hingegen wegen der stets vorhandenen inneren Bewegungen nicht zu einer Schichtung verschieden warmen Wassers kommen, da die von der Oberfläche ausgehende Abkühlung des Wassers immer aufs neue der ganzen Wassermasse mitgeteilt wird, so daß schließlich die ganze Wassermasse bis auf 0° C abgekühlt wird. Es ist in der Tat durch sorgfältige Thermometerbeobachtungen festgestellt worden, daß die Wassertemperatur im ganzen Stromquerschnitt die gleiche ist. So liegt die Vermutung nahe, daß die erste Eisbildung oder Kristallisation an der rauhen Flußsohle vor sich geht, weil dort die Wasserteilchen die kleinste Geschwindigkeit besitzen. In flachen Gewässern mit steiniger Sohle und klarem Wasser kann man die Grundeisbildung auf der Sohle beobachten. Die Eiskristalle bilden sich dort in großer Menge und ballen sich zu großen Klumpen zusammen. Sobald letztere eine gewisse Ausdehnung gewonnen haben, wird ihr Auftrieb so bedeutend, daß er unter der Wirkung des strömenden Wassers die Haftung an der Sohle überwindet und die Klumpen zum Aufschwimmen bringt. Zur Erklärung der Erscheinung, daß sich bei starker Kälte die ganze Wasserfläche fast plötzlich mit Schlammeis bedeckt, reicht aber dieses Auftreiben von Grundeisklumpen nicht aus. Es muß sich vielmehr im ganzen Stromquerschnitte, vom Wasserspiegel bis zur Sohle, sobald das Wasser unter 0° abgekühlt ist, Eis bilden. Und zu einer solchen Eisbildung gibt jedes der unendlich vielen und winzig kleinen Sinkstoffteilchen, die schwebend im Flußwasser vorkommen, Anlaß, indem sich an jedes von ihnen Eisnadeln ankristallisieren. Alle diese Eisnadeln schwimmen auf, sobald sie so groß geworden sind, daß sie das Gewicht der ihnen anhaftenden Sinkstoffkörperchen zu überwinden vermögen: solange sie das nicht können, bleiben sie auf der Sohle oder treiben unter der Wasseroberfläche weiter. Es muß daher die Grundeisbildung unter sonst gleichen Umständen von dem Sinkstoffgehalt des Flußwassers in dem Sinne abhängen, daß sie mit seiner Zunahme zunimmt. Es muß

ferner infolge dieser Grundeisbildung, d. h. infolge der Bindung der schwebenden Sinkstoffe an Eiskristalle, nach dem Eintritte des Grundeisganges das Flußwasser klarer, durchsichtiger werden. Auch das ist durch Beobachtungen hinreichend bestätigt worden.

Es geht also bei anhaltendem Frost und nachdem die Wassertemperatur allenthalben auf den Gefrierpunkt gesunken ist, in der ganzen Ausdehnung der fließenden Wassermasse eine sehr plötzliche Ausscheidung ungeheurer Mengen feiner Eiskristalle vor sich. Diese vereinigen sich an der Wasseroberfläche zu kranzförmigen Gebilden, innerhalb derer sich stilles Wasser befindet, das nunmehr so wie stehendes Wasser an der Oberfläche zu Kerneis gefriert. So entstehen nach längerem Treiben feste, fast kreisrunde Schollen, deren innere und obere Kerneisschicht immer mehr an Stärke zunimmt.

Nur dort, wo zwar mit dem Flusse in Verbindung stehende, aber der allgemeinen Strömung entzogene Wasserflächen sogenannte Altwässer, alte verlassene Flußarme, oder künstlich abgebaute Wasserflächen, wie die zwischen Quer- und hinter Längsbauten liegenden, vorhanden sind, bildet sich gleichzeitig mit dem Grundeistreiben auf dem freien Flusse auf diesen durch unmittelbares Zufrieren eine feste Kerneisdecke. Die herabtreibenden Schollen sind alsdann auf den eigentlichen Mittelwasserstromschlauch angewiesen.

Zum Eisstande, d. h. zur Bildung einer festen Eisdecke, kommt es zunächst an den Stellen, an denen die Zustände des Flußbettes auf die Abflußgeschwindigkeit ermäßigend einwirken: an scharfen Flußkrümmungen, dort wo der Fluß durch Inseln in zwei oder gar mehrere Arme gespaltet wird, auf hochliegenden Sand- und Geschiebebänken der Flußsohle. Ganz allgemein kann man sagen: je unregelmäßiger, je verwilderter der Stromschlauch, um so mehr sind die Vorbedingungen zur Bildung einer festen Eisdecke gegeben. Solche Unregelmäßigkeiten treten namentlich auch auf unterhalb der Mündungen von geschiebeführenden Nebenflüssen, da sich dort, wie an anderer Stelle noch dargelegt werden wird, Uferbänke bilden. Auch zu enge Strombrücken und feste Wehre erzeugen in ihrem Stau Eisstandbildung, die an manchen Flüssen hier zuweilen beginnt. Bei höheren Wasserständen wird dieser dann Vorschub geleistet, wenn der Strom ausufert. Die Bildung der festen Eisdecke kommt nun so zustande, daß die herabtreibenden einzelnen Schollen an allen den Stellen, an denen eine geringe Geschwindigkeit herrscht, miteinander in längere Berührung kommen und dadurch zusammenfrieren. So bilden sich namentlich an den Ufern starker Flußkrümmungen Ufereisbänke: an den Hohlufern, weil gegen diese die Eisschollen durch die Schleuderkraft des fließenden Wassers gedrängt werden, an den gegenüberliegenden vorspringenden Ufern, weil vor diesen wegen der ihnen vorgelagerten Geschiebebänke, d. h. wegen mangelnder Wassertiefe, eine nur geringe Geschwindigkeit herrscht. Diese Ufereisbänke nehmen nun an Breite flußwärts stetig zu, und lassen entweder zwischen sich eine schmale offene Abflußrinne frei oder werden schließlich dadurch zu einer festen Eisdecke miteinander verbunden, daß von oben herabkommende breitere Schollen sich zwischen ihnen einklemmen. Die nachtreibenden Schollen werden nunmehr sich entweder auf oder unter die feste Eisdecke schieben, so daß diese an Stärke zunimmt, wobei eine Versetzung des Abflußquerschnittes an einzelnen Stellen bis zur Sohle hinunter sich bilden kann.

Auf Flußstrecken, die durch hohe Ufer und hochstämmige dichte Waldungen gegen die Einwirkungen der Sonnenstrahlung und der Tauwinde geschützt sind und dabei einen stark gewundenen Lauf besitzen, kommt die Bildung einer festen Eisdecke besonders leicht zustande. Kommt nun die oberhalb an weniger geschützten Stellen

dünn gebliebene Eisdecke schon bei geringem Anwachsen des Wassers zum Aufbrechen und Abtreiben, dann kommt der Eisgang bei jenen widerstandsfähigeren Stellen zum Stocken und neu eintretendes Frostwetter verursacht eine Eisversetzung, die durch das frisch gebildete Grundeis noch verstärkt werden kann.

Auf die Bildung einer festen Eisdecke kann übrigens auch der Wind einen sehr wesentlichen Einfluß ausüben, indem entweder anhaltende Seitenwinde das Treibeis gegen ein Ufer drücken und es hier zum Zusammenfrieren bringen oder indem stromaufwärts wehende Winde die Geschwindigkeit der herabtreibenden Eisschollen so sehr verzögern, daß sie sich zu einer zusammenhängenden Eisdecke zusammenschließen.

Im Mündungsgebiete der Ströme, die in flutlose Meere (Ostsee) münden, geht die Eisbildung wie bei stehendem Wasser vor sich, das Eis bildet sich zunächst an den Ufern, breitet sich aber bald über die ganze Wasserfläche aus. Unter die so entstandene Kerneisdecke schiebt sich bei auflandigen Winden von der See her das Packeis, das dann Stärken bis zu 4 m und mehr erreichen kann. Im Ebbe- und Flutgebiet wird durch die beim Tidewechsel für längere Zeit fast zum Stillstande kommende Wasserbewegung das Gefrieren des Oberflächenwassers begünstigt. Wir haben daher bei unseren norddeutschen Strömen im allgemeinen die Erscheinung, daß der Eisstand von der See aus stromauf allmählich vorschreitet.

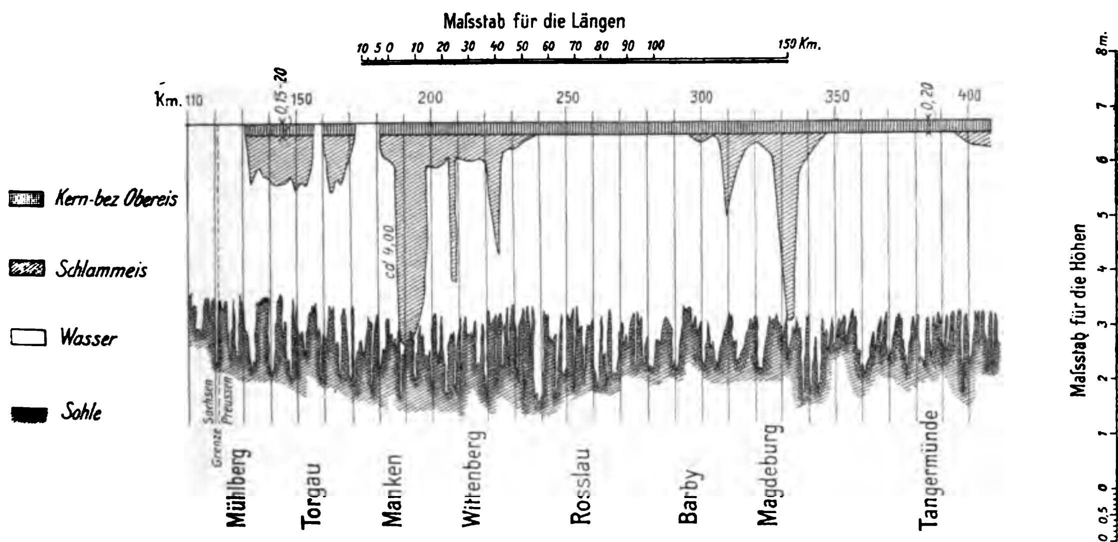


Fig. 145. Eisstärken der Elbe im Winter 1896/97 von Mühlberg bis Tangermünde.

Fig. 145 stellt die Eisstärken der Elbe im Winter 1896/97 von Mühlberg bis Tangermünde dar. Die Figuren 146 bis 148 zeigen einige Querschnitte der unteren Elbe.

Beim Eintritt des in der Regel mit Niederschlägen und mit dem Schmelzen der winterlichen Schneedecke im Quellgebiete verbundenen Tauwetters wird die Eisdecke durch das anschwellende Oberwasser von den Ufern abgehoben und in Bewegung gesetzt, wobei die mächtigen sich spaltenden Eistafeln in den Stromkrümmungen und an sonstigen Hindernissen leicht einen Stützpunkt finden und sich zu mehr oder minder dichten Stopfungen zusammendrängen. Diese Eisstopfungen werden dann begünstigt, wenn es in den Quellgebieten der Ströme schon taut, während in den Mündungsgebieten noch Frost herrscht. Die unmittelbare Folge der Eisversetzungen ist ein Aufstau des

zuströmenden und eine Senkung des abfließenden Wassers. Durch diese Doppelwirkung können oberhalb und unterhalb einer Eisversetzung Wasserstände von außergewöhnlicher Höhe und Tiefe entstehen, die die entsprechenden Wasserstände bei eisfreiem Strome beträchtlich über- oder unterschreiten können.

Es vermehrt aber die gleichzeitige Hebung des Wasserspiegels oberhalb der Eisversetzung und seine Senkung unterhalb dieser die Druckhöhe oder den hydraulischen Druck des fließenden Wassers, so daß im günstigen und die Regel bildenden Falle vermöge dieser Druckvermehrung die Eisversetzung zerstört wird. Hält sie aber auch dem größeren Drucke stand, dann wird das zu außerordentlicher Höhe aufgestaute Oberwasser sich einen oder mehrere seitliche Abflüsse suchen. Die verheerenden Überschwemmungen der eingedeichten Niederungen treten meist dann auf, wenn der Eisgang vor einer Eisversetzung zum Stehen kommt.

Eisstärken der unteren Elbe, gemessen am 28. Januar 1861
bei Wullenburg (km 605).

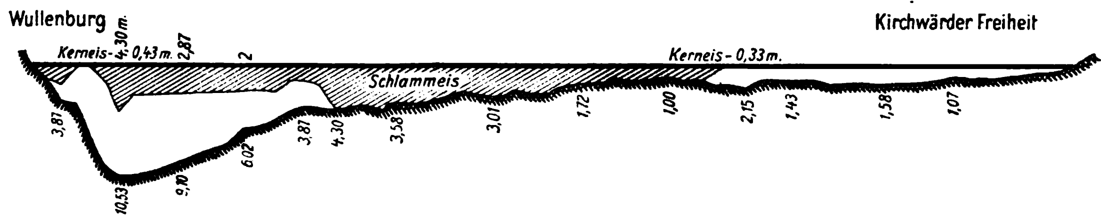


Fig. 146.

bei Warwisch (km 604).

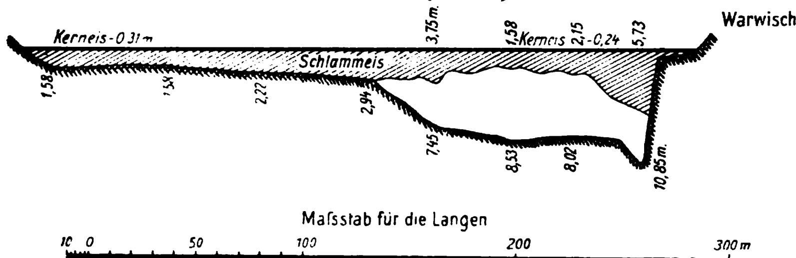


Fig. 147.

bei Over (km 606).

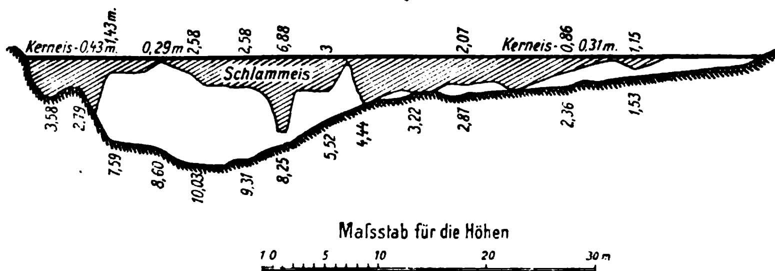


Fig. 148.

Aus unseren Betrachtungen geht hervor, daß die Bekämpfung der Eisganggefahren einzusetzen hat mit einer solchen Regelung des Stromschlauches, daß seine Unregelmäßigkeiten, die die Eisanhäufung begünstigen, tunlichst beseitigt werden, daß vor allem auch alle künstlichen Abflußhindernisse, wie zu enge Brücken, feste Wehre, plötzliche Einengungen des Hochwasserquerschnittes durch Deiche usw. nach Möglichkeit umzugestalten sind.

Aber selbst in einem gut geregelten Flusse wird unter der Zusammenwirkung ungünstiger Witterungsverhältnisse die Bildung einer festen Eisdecke und von Eisstopfungen eintreten. Der Gefahrzustand wird stets durch die Bildung der festen Eisdecke hervorgerufen. Man hat also nach Möglichkeit und soweit das wirtschaftlich

begründet sein wird, es grundsätzlich zur Bildung einer festen Eisdecke überhaupt nicht kommen zu lassen. Und dazu bietet sich nur ein Mittel: die unaufhörliche Beunruhigung des Wassers durch fahrende Dampfer.

Ist es aber zu Eisversetzungen gekommen, so lassen sich diese mitsamt der festen Eisdecke bei dem heutigen Stande der Technik ebenfalls nur durch geeignete Dampfer, sogenannte Eisbrecher, beseitigen. Diese Eisbrechdampfer müssen sehr steuerlastig gebaut sein, so daß ihre Schraube so tief liegt, daß sie den Zerstörungen durch die Eisschollen entzogen ist, sie müssen gleichzeitig tunlichst schwer sein und ein hoch auflaufendes Vorderschiff haben. Diese Forderungen bedingen einen so großen Tiefgang der Dampfer, daß ihre Verwendung sich auf den Unterlauf der Ströme beschränkt, wo sie allerdings auch durch die Rücksichten auf den Schiffsverkehr und den Schutz der eingedeichten Niederungen in erster Linie benötigt werden.

II. Abschnitt.

Das Meer.

A. Räumliche Verhältnisse.

Die trockene Oberfläche der Erde verhält sich zu der mit Wasser bedeckten wie 1 zu $2^1/_2$; ungefähr zwei Drittel der ersteren liegen auf der nördlichen Halbkugel.

Flächengrößen und mittlere Tiefen der Meere [14].

Name des Meeres	Mittlere Tiefe m	Fläche in Millionen qkm	Bemerkungen
Großer Ozean	3830	175,44	
Atlantischer Ozean[1]	3160	102,76	[1]) Mit dem nördlichen Eismeer
Indischer Ozean	3590	74,04	
Südliches Eismeer[2])	1500	15,63	[2]) Schätzung
Gesamtes Weltmeer	3500	367,87	
Nördliches Eismeer	820	12,8	
China-See	1070	3,05	
Karibisches Meer	2560	2,62	
Golf von Mexiko	1560	1,56	
Berings Meer	1110	2,26	
Ochotskisches Meer	1270	1,51	
Japanisches Meer	1100	1,04	
Hudsons Bai	130	1,22	
Westliches Mittelmeer	1610	0,84	
Sizilisch-jonisches Meer	1620	0,77	
Östliches Mittelmeer	1450	0,77	
Adriatisches Meer	240	0,13	
Schwarzes Meer	1120	0,45	
Nordsee	90	0,55	
Ostsee	70	0,43	
Rotes Meer	460	0,45	

Die größten Tiefen der Ozeane finden sich nicht in deren Mitte oder nahe dieser, sondern in der Nähe des Landes.

Bei einer mittleren Höhe der Festländer von 700 m ist ihr Rauminhalt über dem Meeresspiegel etwa dreizehnmal kleiner als der der Meeresbecken. Würden die Festländer vollständig abgetragen und würden die Wassermassen der Ozeane die ganze Erde in gleicher Tiefe bedecken, dann würde eine solche ununterbrochene Wasserhülle immer noch eine Tiefe von 2500 m haben.

Die Oberfläche des Meeres ist nicht überall und jederzeit eine sogenannte »Niveaufläche« oder eine Fläche genau gleicher Höhe. Abgesehen von den stetigen Höhenänderungen, wie sie in den offenen Meeren durch die Ebbe- und Flutbewegung hervorgerufen werden, bewirken Winde und Meeresströmungen und die dabei auftretenden ablenkenden Wirkungen der Achsendrehung der Erde Unregelmäßigkeiten in der Gestalt der Meeresfläche. Ablandige Winde erniedrigen, auflandige Winde erhöhen den Meeresspiegel. An der deutschen Ostseeküste wehen beispielsweise die westlichen Winde um etwa ein Drittel länger als die östlichen: deshalb steht der Meeresspiegel in Memel höher als an der holsteinischen Küste.

Endlich werden Spiegelstörungen durch die verschiedenen Höhen der atmosphärischen Niederschläge hervorgerufen, in dem Sinne, daß an den Küsten von Landgebieten mit reichlicher Regenhöhe, insbesondere wenn es sich dabei um Küsten von Nebenmeeren handelt, der Meeresspiegel höher steht als auf offener See, wo nur der örtliche Regenfall und kein vom Lande zuströmendes Flußwasser wirksam ist. So schwankt im Finnischen Golf bei Kronstadt der Meeresspiegel von einem Tiefstand im März zu einem Höchststand im September um 21,8 cm, in der Bucht von Odessa und im Asowschen Meere vom Februar bis zum Juni um 20 cm. So steht infolge des aus der Ostsee abfließenden und aus den norwegischen Gebirgen stetig sich ergänzenden dünnen Wassers der Meeresspiegel an der norwegischen Küste des Skagerraks um 60 cm, bei Bodö um 30 cm und am Nordkap noch um 6 cm höher als in der Mitte des Nordmeeres zwischen Jan Mayen und den Lofoten, der Wasserspiegel der Ostsee bei Gjedser um 6,6 cm und bei Kopenhagen um 6,9 cm höher als im Kattegat bei Frederikshavn. Umgekehrt liegt wegen der die Regenhöhe daselbst erheblich übersteigenden Verdunstungshöhe der Spiegel des Mittelländischen Meeres niedriger als der des Atlantischen Ozeans, und der des Roten Meeres niedriger als der des Indischen Ozeans.

Höhenlage der Meere [15].

Sämtliche Höhenangaben sind auf den Normalnullpunkt, NN., der preußischen Landesaufnahme und auf das Mittelwasser von Swinemünde, M.W. Sw., bezogen.

Meer und Küstenort	M.W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m	Meer und Küstenort	M.W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m
Ostsee.			Kolbergermünde	— 0,043	— 0,099
Memel	+ 0,319	+ 0,263	Swinemünde	± 0,000	— 0,056
Pillau	— 0,002	— 0,058	Wiek	— 0,001	— 0,057
Neufahrwasser	+ 0,087	+ 0,031	Stralsund	— 0,009	— 0,065
Stolpmünde	— 0,023	— 0,079	Warnemünde	— 0,062	— 0,118

Meer und Küstenort	M.W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m	Meer und Küstenort	M.W. Sw. m	Mittelwasser bezogen auf NN. m
Wismar	— 0,088	— 0,144	Geestemünde	+ 0,162	+ 0,106
Travemünde	— 0,127	— 0,183	Wilhelmshaven	— 0,073	— 0,129
Kiel	— 0,160	— 0,216	Knock am Dollart	+ 0,105	+ 0,049
Eckernförde	— 0,269	— 0,325	Nesserland bei Emden	+ 0,041	— 0,015
			Amsterdam	+ 0,093	+ 0,037
Atlantischer Ozean.			De Helder	— 0,038	— 0,094
Brest		+ 0,373	Ostende	+ 0,072	+ 0,016
Arcachon		— 0,138	Dünkirchen	+ 0,239	+ 0,183
Mittelländiches Meer.			Calais	+ 0,089	+ 0,033
Cette		— 0,487	Boulogne	+ 0,179	+ 0,123
Marseille		— 0,717	Le Havre	+ 0,290	— 0,234
Nizza		— 0,867	Cherbourg	+ 0,244	+ 0,188
			St. Servan	+ 0,389	+ 0,333
Nordsee und Kanal.			Schwarzes Meer		— 1,050
Cuxhaven	+ 0,107	+ 0,051	Rotes Meer		+ 0,140
Bremerhaven	+ 0,176	+ 0,120	Stiller Ozean		+ 1,0 bis + 2,9

Die in einigen Staaten gesetzlich bestimmten Festpunkte sind die folgenden:

Staat	Punkt	Höhe über NN. m
Deutschland	NN.	± 0
Niederlande	Nullpunkt des Amsterdamer Pegels	+ 0,057
Belgien	» » Ostender Pegels	— 0,251
Frankreich	» » Marseiller Pegels	— 0,036
Spanien	» » Pegels in Alicante	+ 0,561
Italien	» » » » Genua	— 0,083
Österreich / Ungarn	» » » » Triest	— 0,302
Schweiz	Pierre du Niton in Genf	+ 373,635

B. Die Beschaffenheit des Seewassers.

Der Salzgehalt der offenen Ozeane kann im Mittel gleich 3,5 v. H. angenommen werden. Diese Zahl ändert sich in Nebenmeeren je nach ihrer die Verdunstung bedingenden geographischen Lage und dem Süßwasserzufluß.

Mittlerer Salzgehalt offener und abgeschlossener Meere.

Meeresgebiet	Mittlerer Salzgehalt in %	Bemerkungen
Nordsee	3,5	
Ostsee	1,3	Großer Belt
	0,9	Sund

Meeresgebiet	Mittlerer Salzgehalt in %	Bemerkungen
Ostsee	0,7 bis 0,8	Südöstlicher Teil
	0,05	Bottnischer Busen
Mittelmeer	3,80 bis 3,85	Östlicher Teil
	3,50 bis 3,70	Adria, nördlicher Teil
	3,80 u. mehr	Adria, südlicher Teil
Schwarzes Meer	1,2 bis 1,6	
Rotes Meer	bis zu 4,0	Nördlicher Teil
Kaspisches Meer	1,3	Südliches Becken – Binnenmeere ohne Abfluß
Aralsee	1,1	Binnenmeere ohne Abfluß
Totes Meer	21,7	Binnenmeere ohne Abfluß
Großer Salzsee von Utah	18,0	Binnenmeere ohne Abfluß

Mittlere Zusammensetzung des Ozeanwassers.

Chlornatrium	77,8	Hundertstel des ganzen Salzgehaltes
Chlormagnesium	10,9	» » » »
Schwefelsaures Magnesium	4,7	» » » »
Schwefelsaurer Kalk	3,6	» » » »
Schwefelsaures Kali	2,5	» » » »
Brommagnesium	0,22	» » » »
Kohlensaurer Kalk	0,34	» » » »

Das Salz des Meerwassers besteht demnach hauptsächlich aus Kochsalz (fast 78 v. H.) und Chlormagnesium (11 v. H.).

Die Zusammensetzung des Seewassers ist nur unbedeutenden Schwankungen unterworfen. Es ist etwas alkalisch, reagiert nicht sauer und enthält keine freie Kohlensäure.

Anstatt mit kohlensaurem Kalk gesättigt zu sein, ist es imstande, auch den durch die Flüsse zugeführten kohlensauren Kalk aufzulösen.

Das spezifische Gewicht des Seewassers wird durch den Salzgehalt und die Temperatur bedingt. Bezeichnet

s den Salzgehalt in Hundertsteln,

γ das spezifische Gewicht des Seewassers,

dann ist (bei + 15,6° C)

$$\gamma = 1 + 0{,}00741 \cdot s. \tag{16}$$

Somit ist das spezifische Gewicht des Ozeanwassers

$$s = 1 + 0{,}00741 \cdot 3{,}5 = 1{,}0259 \simeq 1{,}026$$

und das des Ostseewassers im Mittel $= 1 + 0{,}00741 \cdot 1{,}0 = 1{,}00741 \simeq 1{,}007$.

Der weitaus größte Teil der Wassermassen der Meere, der unterhalb 200 bis 400 m Tiefe liegende, hat nahezu das gleiche spezifische Gewicht.

»Die flüssige Umhüllung des Erdkörpers unterscheidet sich also in dieser Beziehung wesentlich von der luftförmigen, der Atmosphäre, welche letztere in dem größten Teile ihrer Masse durch die Verschiedenheit der Temperatur bedingte Dichtigkeitsunterschiede aufweist, die imstande sind, eine allgemeine Zirkulation der Luftmassen zwischen

den Polen und dem Äquator zu unterhalten. Die Ursache dieses Unterschiedes liegt in der wesentlich verschiedenen Temperaturverteilung in den Ozeanen gegenüber der Atmosphäre« (Hann).

Temperatur des Meeres.

Das Meerwasser hat infolge seines Salzgehaltes seine größte Dichte nicht bei + 4° C, wie das Süßwasser, sondern erst bei — 4 bis — 5° C, je nach dem kleineren oder größeren Salzgehalt. Der Gefrierpunkt liegt bei mittlerem Salzgehalt auf etwa — 2,2° C. Das Ostseewasser gefriert aber schon wegen seines geringen Salzgehaltes bei — 1° C. Die Temperatur nimmt mit der Tiefe ab, zuerst rasch, dann langsamer. Die Mitteltemperatur der Ozeane liegt auf etwa + 4° C und in 4000 m Tiefe auf etwa + 1,8° C. Die Temperatur der Meeresoberfläche zeigt kaum merkliche Tagesschwankungen und sehr geringe jahreszeitliche. Der Einfluß der Sonnenwärme reicht nur bis zu etwa 100 bis 160 m Tiefe; unter dieser Tiefe werden die Wassertemperaturen durch die Strömungen bedingt.

C. Die Bewegungen des Meeres.

§ 1. Meeresströmungen.

Sie werden, umgekehrt wie bei den Winden, nach der Richtung benannt, nach der sie fließen. Ein östlicher Strom fließt also von West nach Ost. Eine allgemeine und sehr wichtige Eigenschaft aller Strömungen ist ihre Ablenkung infolge der mit der geographischen Breite abnehmenden Umdrehungsgeschwindigkeit der Erdoberfläche. Es ist schon S. 5 darauf hingewiesen, daß deshalb auf der nördlichen Halbkugel eine Ablenkung nach rechts, auf der südlichen eine solche nach links stattfindet. Die Meeresströmungen entstehen überwiegend durch den Wind. Unter der Einwirkung eines stetigen Windes bilden sich die sogenannten Triftströmungen. In Gebieten ständiger Luftströmungen bewegen sich die Meeresströmungen in der gleichen Richtung wie der Wind, wobei schließlich die Wasserteilchen im Sinne der Windrichtung verschoben werden. Ein Vergleich der Karten von Luft- und Meeresströmungen, wie sie jeder gute Atlas enthält, zeigt die Abhängigkeit dieser Strömungen von den herrschenden Winden. Zöppritz, dem wir den Nachweis verdanken, daß die Meeresströmungen überwiegend Triftströmungen sind, durch Windtrift entstehen, hat auch als Erster gezeigt, daß die Unterschiede in der Erwärmung der äquatorialen und polaren Meeresgebiete die vorhandenen Strömungen nicht verursachen können. Nur ein außerordentlich langsamer und kaum meßbarer Strom fließt in der Tiefe von höheren nach niederen Breiten. Auch das Aufsteigen der Tiefenwasser in den letzteren erfolgt nur außerordentlich langsam.

Ein anderer senkrechter Kreislauf wird durch die Unterschiede im Salzgehalt, meist aber nur in den Zugängen zu den abgeschlossenen Nebenmeeren, hervorgerufen. Das nur schwach salzige und daher leichte Wasser der Ostsee fließt als ausgehender nördlicher Strom durch den Sund und die Belte nach dem Skagerak hin, während zum Ersatz der ausströmenden Wassermenge in der Tiefe ein südlicher Strom schweren, salzigeren Wassers einfließt. In gleicher Weise wird der starke südliche Strom erzeugt, der als Oberflächenstrom vom Schwarzen Meer durch den Bosporus und die Dardanellen in das Ägäische Meer führt, dessen stark salziges Wasser als nördlicher Strom in der Tiefe dem Schwarzen Meer zugeführt wird. In der Straße von Gibraltar haben wir aus

gleicher Ursache an der Oberfläche einen eingehenden östlichen Strom ozeanischen Wassers und in der Tiefe einen ausgehenden westlichen Strom des salzigeren Mittelmeerwassers.

Ein dritter senkrechter Kreislauf wird in den flachen und abgeschlossenen Nebenmeeren durch den Winddruck hervorgerufen.

Der Wind entführt das Wasser von der in seinem Rücken gelegenen Küste und häuft es an der gegenüberliegenden Küste, für die er auflandig ist, an. So entsteht an der ersteren eine aufsteigende, an der letzteren eine tauchende Strömung, an der Oberfläche ein mit dem Winde gleich gerichteter, in der Tiefe ein entgegengesetzter Strom. In flachen Meeren, wie in der Nord- und Ostsee, können bei anhaltendem Sturmwinde an der auflandigen Küste durch Sturmfluten außerordentliche Hochwässer hervorgerufen werden, während gleichzeitig an der ablandigen Küste außerordentlich niedrige Wasserstände auftreten.

Es entstehen z. B. bei anhaltenden Nordwest-Stürmen gleichzeitig an der holsteinischen Westküste außerordentlich hohe Fluten, sogenannte Sturmfluten und an der Ostküste Holsteins außergewöhnliche Niedrigwasser, während umgekehrt anhaltende und heftige Nordostwinde für Kiel und die Lübecker Bucht Hochwasser und gleichzeitig für die Westküste Holsteins Niedrigwasser bringen.

§ 2. Die Meereswellen.

Beim ersten Anblicke scheint die ganze eine Welle bildende Wassermasse sich mit der Welle fortzubewegen, aber schon die Beobachtung eines kleinen schwimmenden Körpers zeigt, daß dieser keineswegs der Welle folgt, daß er vielmehr auf dem Kamm einer Welle vorwärts schwimmt, um im Wellentale wieder zurück zu schwimmen, daß er sich also nicht nur abwechselnd hebt und senkt, sondern auch in wagerechter Richtung hin und her pendelt. Er durchläuft in der Tat eine geschlossene Bahn, falls er nicht vom Winde oder von einer vorhandenen allgemeinen Strömung weiter getrieben wird. Deshalb sind die nach dem Aufhören eines Sturmes verbleibenden langen und regelmäßigen Wellen der Ozeandünung oder hohlen See, die, wenn sie das Ergebnis eines entfernten Sturmes sind, zugleich Vorboten eines herannahenden Sturmes sind, reine Schwingungswellen, die der früher erörterten theoretischen Form sehr nahe kommen. Alle Sturmwellen sind jedoch in Wirklichkeit, wie groß auch die Wassertiefe sein möge, bis zu einem gewissen Grade Übertragungswellen. Wellen aller Klassen werden zu Übertragungswellen, sobald sie seichtes Wasser erreichen.

Wenn auch das Wesen der Wellenbewegung theoretisch und durch Versuche im kleinen seit langer Zeit unausgesetzt erforscht wird, so ist doch die wirkliche Wellenbewegung auf offener See so verwickelt, daß wir weit davon entfernt sind und auch wohl es bleiben werden, Gesetze zu besitzen, die auf alle in der Praxis vorkommenden Fälle anwendbar wären. So müßte eine einwandfreie Theorie der Wellenbewegung zunächst der Forderung genügen, daß die durch sie dargestellte Bewegung möglich sei, d. h. es müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

1. Die des dynamischen Gleichgewichts, d. h. die wirkliche auf jedes Teilchen einwirkende Kraft zur Erzeugung der Beschleunigung ist die Mittelkraft aus seinem Gewicht und dem Druck der umgebenden Flüssigkeit.

2. Die der Stetigkeit oder Kontinuität, d. h. eine Wassermasse muß während des Vorüberganges einer Welle ihre Form ändern können, ohne daß dabei ihre Stetigkeit zerstört wird.

3. Die der **Bildung**, d. h. es muß der Wind ruhiges Wasser in Wellenbewegung versetzen können unter Beachtung der Zähflüssigkeit und der daraus hervorgehenden Drehbewegung der Flüssigkeit.

Die ersten zwei Bedingungen werden durch die Trochoidentheorie befriedigt, die dritte aber nicht. Die dieser Theorie entsprechende Wellenbewegung kann also in ruhigem Wasser nicht durch die Wirkung beobachteter Kräfte erzeugt werden. Die Theorie setzt eine **vollkommene** Flüssigkeit voraus, und eine solche ist im Ruhezustande wirbelfrei. Ist aber die Bewegung einer Flüssigkeit einmal wirbelfrei, dann bleibt sie es immer: folglich kann keine eine Drehbewegung einschließende Wellenbewegung aus einer vollkommenen in Ruhe befindlichen Flüssigkeit erzeugt werden. Es muß deshalb bei der theoretischen Entwicklung auf Wirbelfreiheit verzichtet werden. Es ist aus



Fig. 149—152.

diesen Gründen nicht wahrscheinlich, daß selbst in den regelmäßigsten Wellensystemen, es sei denn durch Zufall, Wellen vorkommen, welche die genaue Form der Trochoide haben. Ist jedoch die Wellenhöhe kleiner als ein Zehntel der Wellenlänge, was — wie wir noch sehen werden — fast stets der Fall ist, dann kann die trochoidale Welle als praktisch wirbelfrei und von annähernd der gleichen Form angesehen werden wie die Welle, die durch natürliche Kräfte aus dem Wasser im Ruhezustande erzeugt wird.

Bei der theoretischen **Seichtwasserwelle** werden die Bedingungen des dynamischen Gleichgewichts und der Stetigkeit nur im Scheitel und Tal vollkommen erfüllt, an den dazwischenliegenden Punkten aber nicht. Wir haben die Fig. 149 bis 152 dem Werke von **Gaillard** [16] entnommen und bemerken erläuternd, daß die beobachteten Wellenlinien aus Augenblicksaufnahmen zwischen den Molen des Hafens von Duluth, Fig. 153, gewonnen worden sind, und daß die zum Vergleiche gestrichelt eingetragenen Wellen theoretisch berechnet sind für Wellen von gleicher Höhe und Länge und Wasser von gleicher Tiefe. Durch diese Aufnahmen wird also in Übereinstimmung mit dem eben

Gesagten bestätigt, daß die Abweichungen zwischen den wirklichen und theoretischen Wellenlinien in der mittleren Wellenhöhe am größten sind. Die dargestellten Wellen sind übrigens solche, welche nach dem Aufhören schwerer Stürme dort gewöhnlich einlaufen. Fig. 151 ist z. B. sechs Stunden nach dem Aufhören des Windes aufgenommen worden. Fünf Stunden vorher waren die größten Wellen noch 4,9 m hoch bei ungefähr der gleichen Wellenlänge wie in Fig. 150 und bei fast gleicher Regelmäßigkeit der Wellenlinie. Fig. 152 stellt — abgesehen von der ungewöhnlichen Lage des Tals zum

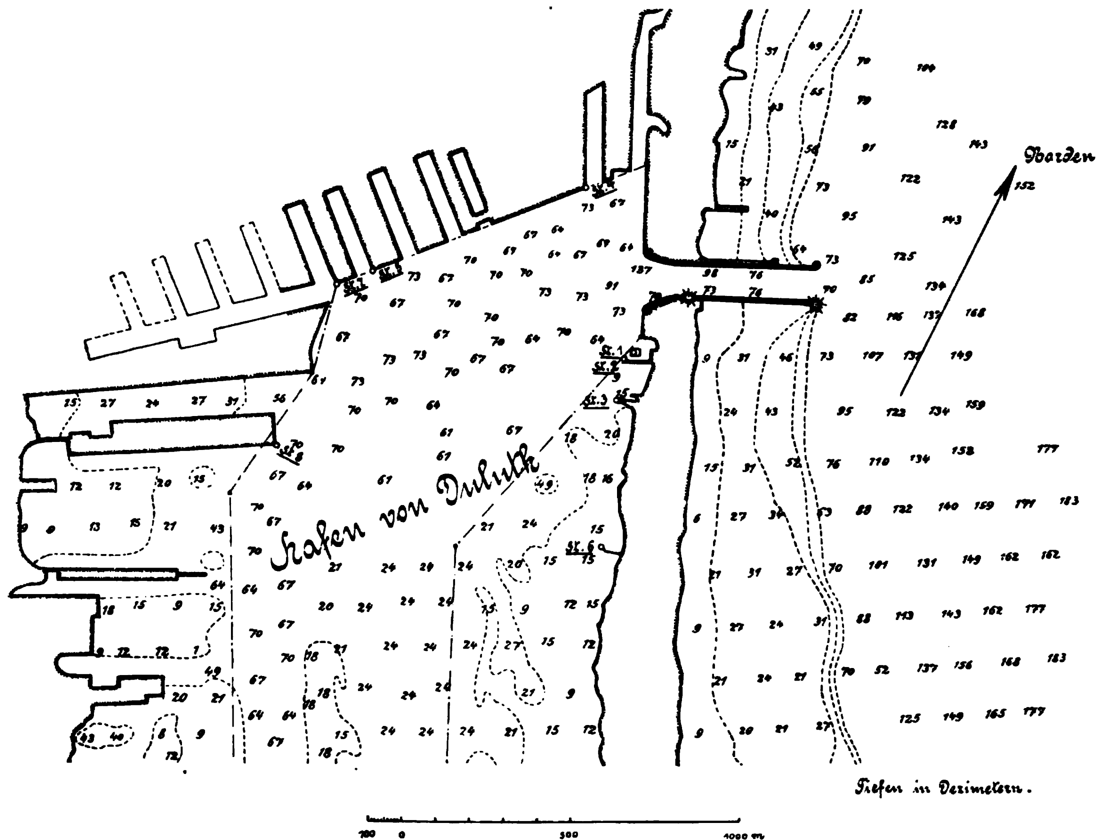


Fig. 153.

ruhigen Wasserspiegel — die dort regelmäßig einlaufende Welle dar, wenn der Sturm im Abflauen begriffen ist. So hatte in diesem Falle die Windgeschwindigkeit von 18 m/Sek. sich in zwanzig Stunden auf 9,3 m/Sek. ermäßigt. Zu dieser Zeit ist die Aufnahme gemacht worden.

Um die weiter vorliegenden und nachher zu erörternden Ergebnisse von Wellenbeobachtungen beurteilen zu können, müssen wir uns zunächst mit der Entstehung der Wellen und ihrer Abhängigkeit vom Winde beschäftigen. Die Theorie behandelt nur bereits vorhandene Wellen, die ihre Form und Geschwindigkeit nicht ändern. Wenn wir auch noch keine befriedigende Theorie der Wellenbildung besitzen, trotzdem sich Forscher wie die Brüder Weber, Benjamin Franklin, Scott Russell, Airy u. A. um sie bemüht haben, so besteht darüber kein Zweifel, daß die Wellen durch den Wind hervorgebracht werden: nur vermögen wir noch nicht die Art der Wirkung des Windes und den Zusammenhang der Windstärke mit den Wellenabmessungen zu bestimmen.

Wenn der Wind längere Zeit hindurch über die glatte See hinstreicht, so wird er nach und nach Wellen hervorrufen, die schließlich bestimmt begrenzte Abmessungen erreichen. Die einzelnen Entwicklungsstufen von der ruhigen See bis zu voll entwickelten Wellen können jedoch nicht deutlich verfolgt werden. Wohl aber ist es wahrscheinlich, daß die durch den Stoß des Windes auf die glatte Wasserfläche entstehenden Erhöhungen und Vertiefungen die Hauptursache für das Anwachsen der Wellen sind. Eine einmal gebildete Erhöhung und die ihr entsprechende Vertiefung bieten der Wirkung des Windes einen unmittelbaren Widerstand dar, und der überschüssige Druck des Windes ruft in dem angehäuften Wasser neue Bewegungen hervor, so daß die Wellen sich mehr und mehr vergrößern. Die Reibung des Windes auf dem Wasser ist dabei von verhältnismäßig untergeordneter Bedeutung. Solange der Wind vermöge seiner größeren Geschwindigkeit die Bewegung beschleunigen kann, solange nehmen die scheinbare Wellengeschwindigkeit und mit ihr auch Länge und Höhe der Wellen zu. Schließlich erreichen die Wellen eine solche Geschwindigkeit, daß der Wind keine weitere Beschleunigung bewirken kann. Wir haben dann die voll entwickelten Wellen. Während des Anwachsens der Wellenhöhe wirkt der Wind auf die Wellenkämme so erhöhend, daß der Zusammenhang zwischen den Teilchen zerstört wird, d. h. die Köpfe der Wellen vom Winde abgebrochen werden [17]. Das Überschlagen hört dann auf, wenn die Wellen sich voll entwickelt haben. Alsdann

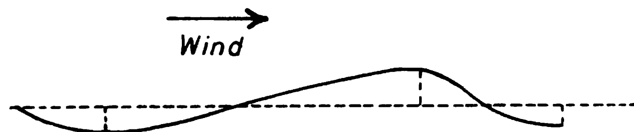


Fig. 154.

haben Wellenhöhe und Kreisungsgeschwindigkeit den der vorhandenen Windstärke entsprechenden Größtwert erreicht. Den Seefahrern ist es ganz geläufig, daß die »Seen« nur solange schäumende Köpfe zeigen und sich vor dem Winde brechen, als sie ihre Größthöhe noch nicht erreicht haben. Ist dieses geschehen oder flaut der Wind wieder ab, so hört das Überschlagen auf und die Welle erhält eine sanfter abgerundete Form. Solange aber der Wind herrscht, nimmt sie, nach Fig. 154, eine unsymmetrische Form an, indem ihr Abhang auf der dem Winde zugekehrten Seite, der Luvseite, eine flachere Neigung aufweist als auf der dem Winde abgekehrten oder der Leeseite. Erst die nach dem Aufhören des Windes sich allmählich einstellende Dünung oder hohle See kann die theoretische und regelmäßige Form der Trochoide annehmen. Nunmehr verringern sich die Wellenabmessungen, bis die Wellen schließlich ganz verschwinden. Solange der Wind andauert, wird jedes Wasserteilchen vom Winde etwas vorwärts gestoßen, so daß es nicht mehr in geschlossener Bahn kreist, also die frühere Ruhelage nicht mehr erreicht. Wir werden bei der Erklärung der »Triftströmungen« hierauf zurückkommen.

Da die Theorie die Mitwirkung des Windes ganz außer Betracht läßt, ja nicht einmal Aufschluß gibt über das doch ohne Zweifel bestehende Verhältnis der Länge und Periode einer Welle zu ihrer Höhe, so sind wir bis auf weiteres noch auf Beobachtungen angewiesen. Pâris [17] ist zu folgenden Ergebnissen gelangt:

Die Wellenhöhe wächst ziemlich schnell mit der Windstärke und ist in hohem Grade vom vorhandenen Seeraum abhängig. Nach dem Aufhören des Windes vermindert sie sich schneller als die übrigen Wellenmaße.

Die Wellenlänge ist sehr veränderlich und wechselt zuweilen vom einfachen bis zum dreifachen bei zwei unmittelbar aufeinanderfolgenden Wellen. Wenn der Wind aufkommt, ist sie gering, alsbald aber wächst sie schneller als die Wellenhöhe, und während mehrerer Tage vergrößert sich das Verhältnis dieser beiden Werte in der Weise, daß oft die See am Beginn eines Sturmes hohler läuft als an seinem Ende, während die Windstärke unveränderlich blieb.

Die Geschwindigkeit erhält sich neben der Wellenlänge am längsten, wenn nach dem Aufhören des Windes der Seegang sich in Dünung umwandelt. Sobald der Seegang regelmäßig geworden ist, zeigen sich ziemlich übereinstimmende Wellengeschwindigkeiten. In der Tat kann man, wenn sich nur der Seegang voll entfalten kann, auf hoher See nur selten beobachten, daß eine Welle eine andere überholt.

Die schnelle Abnahme der Wellenhöhe nach dem Aufhören des Windes ist dadurch zu erklären, daß eine Welle eine Arbeit der Lage zu verrichten, d. h. den Schwerpunkt ihrer Masse auf eine gewisse Höhe über den Wasserspiegel der Ruhelage zu heben hat. Da zu dieser Arbeitsleistung fortwährend ein gewisser Anteil der Energie der Welle verbraucht wird, so muß nach dem Aufhören des Windes auch das Arbeitsvermögen der Welle und mit diesem in erster Linie die Wellenhöhe abnehmen.

Andererseits sind durch die vorhergegangene Wirkung eines Windes von langer Dauer sehr erhebliche Wassermassen bis zu großer Tiefe in Schwingungen geraten. Diese Schwingungen müssen sich aber wegen des großen Beharrungsvermögens und bei der geringen gegenseitigen Reibung der Flüssigkeitsteilchen noch lange erhalten, auch wenn an der Oberfläche die Windstöße ganz aufhören.

Wir dürfen daher annehmen, daß nur die Wellenhöhe eine einfache Abhängige der Windstärke ist, und daß Länge, Geschwindigkeit und Periode zwar auch von der Windstärke, in höherem Grade jedoch von der Zeitdauer des Windes abhängen.

Wir lassen nunmehr einige Zusammenstellungen beobachteter Wellen bei verschiedenen Windgeschwindigkeiten und Meereszuständen folgen.

Beobachtete Wellen bei verschiedenen Zuständen des Meeres [18].

Zustand des Meeres	Wind-			Wellen-				Verhältnis im Mittel	
	Stärke im Mittel	Druck im Mittel kg/qcm	Geschwindigkeit w im Mittel m/Sek.	Periode im Mittel T Sek.	Länge im Mittel L m	Höhe im Mittel $h = 2r_0$ m	Geschwindigkeit V m/Sek.	$\frac{h}{L}$	$\frac{w}{V}$
Ruhige See	4,0	4,0	5,7	5,7	62	1,60	10,8	0,0258	0,51
Bewegte See	4,0	4,2	5,9	6,5	78	2,40	11,9	0,0308	0,50
Sehr bewegte See	5,0	10,4	9,2	8,7	120	4 10	13,8	0,0342	0,67
Grobe, unruhige See	6,0	22,0	13,4	6,2	77	3,55	12,5	0,0461	1,07
Hohe See	7,5	47,0	20,0	7,6	106	5,05	16,7	0,0476	1,43
Sehr hohe See	9,0	97,0	28,5	8,6	148	7,75	17,2	0,0524	1,66

Beobachtete Wellen in verschiedenen Meeren und bei regelmäßigen Winden [19].

Meeres- Gegend	Tiefe im Mittel m	Wind- Stärke im Mittel	Druck im Mittel kg/qm	Ge-schwin-digkeit w m/Sek.	Wellen- Periode im Mittel T Sek.	Länge im Mittel L m	Höhe im Mittel $h=2r_0$ m	Ge-schwin-digkeit V m/Sek.	Verhältnis im Mittel $\frac{h}{L}$	$\frac{w}{V}$
Atlantischer Ozean. Gebiet der Passatwinde	3905	3,5	2,8	4,8	5,8	65	1,9	11,2	0,0292	0,43
Indischer Ozean. Gebiet der Passatwinde	4180	4,2	5,1	6,5	7,6	96	2,8	12,6	0,0292	0,52
Stiller Ozean. Westlicher Teil	4500	4,5	8,9	8,5	8,2	102	3,1	12,4	0,0304	0,68
Südatlantischer Ozean. Gebiet der westlichen Winde	3444	6,1	22,0	13,5	9,5	133	4,3	14,0	0,0323	0,96
Chinesisches und japanisches Meer	965	6,3	25,6	14,6	6,9	79	3,2	11,4	0,0405	1,28
Indischer Ozean. Südlicher Teil. Gebiet der östlichen Winde	3661	6,8	36,3	17,4	7,6	114	5,3	15,0	0,0465	1,16

Die in der letzten Zusammenstellung enthaltenen Zahlen sind die Ergebnisse von Wellenmessungen, die Pâris auf einer Reise nach Ostasien fast täglich angestellt hat. Im ganzen hat er etwa 4000 Wellen an 205 Beobachtungstagen gemessen, an jedem Tage mindestens zehn. Dabei hat er grundsätzlich Beobachtungen in der Nähe von Land oder in abgeschlossenen Golfen und engen Straßen vermieden. Die Wellenlänge wurde mit der Logleine gemessen. Nach Pâris soll jede Einzelmessung bis auf ein Zehntel genau sein.

Aus den vorstehenden Tafeln ergibt sich, daß das Verhältnis $\frac{\text{Wellenhöhe}}{\text{Wellenlänge}}$ im Mittel zwischen 0,03 und 0,04 liegt. Die größte Wellenhöhe im Vergleich zur Wellenlänge hat Pâris zu $\frac{h}{L} = 0{,}0769$ beobachtet; er traf im Jahre 1867 am Kap der guten Hoffnung Wellen von über 11 m Höhe und über 400 m Länge an [20].

Wellenhöhen sind bis 13 m, selbst 14 m von Scoresby beobachtet; jedoch gehören Wellen von über 10 m Höhe schon zu den Seltenheiten.

Die Wellengeschwindigkeit liegt gewöhnlich zwischen 11 und 15 m; als größte Geschwindigkeit darf man 24 m annehmen. Die längste beobachtete Welle wurde vom Kapitän Mottez im nördlichen Atlantik gemessen; sie war 830 m lang und hatte eine Periode von 23 Sekunden.

James Ross beobachtete im südlichen Atlantik Wellen bis zu 600 m Länge und 20 Sekunden Periode; sie können als die größten in europäischen Gewässern vorkommenden bezeichnet werden.

Die von Scoresby gemessenen Wellen hatten 150 bis 180 m Länge und 10 bis 11 Sekunden Periode [21].

Als größte überhaupt vorkommende Wellen kann man daher solche von etwa 900 m Länge und 24 Sek. Periode betrachten, jedoch sind solche von 600 m Länge und 18 Sek. Periode schon äußerst selten. Die gewöhnlichen Sturmwellen im offenen Ozean haben 90 bis 100 m Länge und 6 bis 9, durchschnittlich 7,5 Sek. Periode.

Die in den Nebenmeeren angestellten Messungen haben, wie zu erwarten, kleinere Wellenabmessungen als in den Ozeanen ergeben. So darf man bis auf weiteres als größte Wellenhöhen annehmen

Im Mittelmeer . . 5,5 m,
in der Nordsee . . 5,0 »,
» » Ostsee . . 3,0 ».

Gaillard [16] teilt eine große Zahl von Beobachtungen über **Seichtwasserwellen** $\left(H<\frac{L}{2}\right)$ mit, die er auf dem Oberen See unweit des Duluth-Kanals (vgl. Fig. 153) angestellt hat. Wir geben darüber den folgenden Auszug.

Mittlere Wassertiefe H	Wellen-		Wellenperiode T_1		Wellengeschwindigkeit $V_1=\frac{L}{T_1}$	Bemerkungen
	Höhe h	Länge L	beobachtet	berechnet		
m	m	m	Sek.	Sek.	m	
8,1	5,2	61	8,0	7,6	7,6	Die Periode (letzte Spalte) ist vom Verf. mit der Gl. $T_1 = \sqrt{\frac{2\pi L}{g}}\,\frac{a}{b}$ [(101), Erster Teil] berechnet worden.
8,1	4,3	40	6,8	5,5	5,9	Die Werte $\frac{b}{a}$ sind aus Fig. 117 abgegriffen worden.
8,1	7,0*)	76	8,0	9,0	9,5	*) Die an der Außeneinfahrt in den Duluth-Kanal gemessenen Wellen liefen gegen eine Strömung von 0,6—0,9 m/Sek. an, wodurch zweifellos ihre Höhe vergrößert wurde.
8,1	4,9	46	6,4	6,0	7,2	
8,1	4,1	84	9,1	10,0	9,2	
8,1	4,4	61	8,0	7,6	7,6	
8,1	4,0	61	8,0	7,6	7,6	
8,1	4,9	76	9,2	9,2	8,3	
5,7	3,7	56	8,6	8,0	6,5	
4,8	4,0	57	9,0	8,6	6,3	
4 3	3,0	55	8,7	8,7	6,3	
4,3	3,0	50	9,6	8,0	5,2	
2,1	1,2	22	6,5	5,1	3,4	
1,9	1,4	27	5,6	6,4	4,8	
1,7	1,1	21	5,6	5,3	3,8	
1,3	0,8	21	6,2	6,0	3,4	
1,1	0,8	15	4,8	4,7	3,1	
	Zusammen:		128,1	123,3		

Eine gleich gute Bestätigung haben die Gln. (101) und (102), Erster Teil, erfahren durch die von Gaillard bei North Beach, Flor., angestellten Beobachtungen über Wellen von 0,25 bis 2,1 m Höhe: die gemessenen Geschwindigkeiten waren um 7 v. H. größer als die nach Gl. (102) berechneten.

Da zur Berechnung der Wellenstoßkraft (vgl. sechsten Teil) die Kenntnis der Geschwindigkeit von Seichtwasserwellen im Augenblicke des Eintretens des Brandens erforderlich ist, so ist noch aus den bezüglichen Gaillardschen Beobachtungen die folgende

Tafel berechnet und zusammengestellt worden. Auch sie bestätigt in befriedigender Weise die Anwendbarkeit der entwickelten Formeln.

Beobachtungen von Seichtwasserwellen unmittelbar vor ihrem Brechen.

Wellen- Höhe h m	Wellen- Länge L m	Wassertiefe H m	Wellengeschwindigkeit V_1 beobachtet m	Wellengeschwindigkeit V_1 berechnet m	Bemerkungen
0,9	21,3	1,3	4,5	3,5	1. **Beobachtungsort:** Oberer See, nahe bei der Südmole des Hafens von Duluth. 2. **Neigung der Sohle:** In den Tiefen von 0,6 bis 2,4 m = 1:50, » » » » 2,4 » 3,7 » = 1:90, » » » » 3,7 » 4,9 » = 1:40, » » » » 4,9 » 6,4 » = 1:30. 3. Mittlere Geschwindigkeit der auflandigen Winde = 15,6 m/Sek. 4. Wind- und Wellenrichtung fielen zusammen. 5. H sind die Tiefen, wo die Wellen brachen. 6. Die letzte Spalte wurde unter Benutzung von Fig. 117 mit der Gl. (102), Erster Teil, $V_1 = \sqrt{\frac{gL}{2\pi}\frac{b}{a}}$ berechnet.
0,9	22,9	1,8	5,5	4,1	
1,1	19,2	1,4	3,7	3,5	
1,1	22,9	2,3	4,6	4,5	
1,1	20,7	1,9	3,2	4,1	
1,2	21,3	1,6	4,9	4,0	
1,2	25,0	2,3	5,1	4,5	
1,7	43,9	4,5	7,3	6,2	
1,8	28,7	2,8	5,2	5,0	
1,8	50,0	4,8	6,4	6,6	
2,1	45,7	4,4	5,5	6,3	
2,1	28,7	3,3	4,7	4,7	
2,1	50,9	5,2	7,3	6,7	
2,4	51,8	4,3	4,7	6,2	
2,4	49,6	4,0	5,2	6,1	
2,4	54,9	6,4	7,3	7,4	
2,7	34,7	3,8	5,2	5,3	
2,7	54,9	6,4	7,3	7,4	
2,9	27,1	4,6	4,7	5,8	
2,9	48,8	6,1	6,4	7,0	
3,0	30,2	4,4	5,7	5,9	
3,0	48,5	4,5	6,4	6,3	
3,4	48,8	3,9	5,9	6,0	
3,4	51,5	6,1	7,9	7,2	
0,6	13,7	0,8	2,8	2,8	1. **Beobachtungsort:** Oberer See, nördlich von der Nordmole des Hafens von Duluth. 2. **Neigung der Sohle** = 1:40. 3. Mittlere Geschwindigkeit des auflandigen Windes = 13,7 m/Sek. 4., 5. und 6. wie vor.
0,8	16,8	0,8	3,2	2,9	
0,8	21,3	1,1	4,1	3,2	
0,8	19,8	0,8	3,8	2,7	
0,9	21,3	1,4	3,8	3,7	
0,9	15,2	1,4	3,8	3,5	
0,9	22,9	1,5	4,1	3,9	
1,0	16,8	1,3	4,4	3,5	
1,1	18,3	1,3	3,8	3,5	
2,3	36,6	3,0	6,1	5,2	1. **Beobachtungsort:** Oberer See, bei Grand Marais, Michigan. 2. **Neigung der Sohle** = 1:65. 3. Windgeschwindigkeit etwa 12,9 m/Sek. 4., 5. und 6. wie vor.
2,4	29,0	3,0	6,1	5,0	

Das Verhältnis $\frac{\text{Windgeschwindigkeit}}{\text{Wellengeschwindigkeit}}$ schwankt zwischen 0,5 und 1,2. Antoine [22] hat die empirische Beziehung

$$V = 6{,}9\sqrt[4]{w} \tag{17}$$

aufgestellt, die eine befriedigende Bestätigung durch die Tafeln auf S. 210 u. 211 erfährt. Sie ist daher sowohl zur Schätzung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Wellen als auch der Geschwindigkeit w des Windes geeignet, welcher die Wellen hervorgerufen hat. Die genannten Tafeln zeigen auch, daß in den weitaus meisten Fällen sich die Wellen weit schneller als der Wind bewegen, dessen Stärke den voll entwickelten Wellen entspricht.

Vergleichen wir dagegen die Kreisungsgeschwindigkeit der Wasserteilchen an der Oberfläche mit der Windgeschwindigkeit, so sehen wir, daß der Wind sich stets viel schneller bewegt als diese Teilchen, selbst wenn die Wellenform sich schneller als der Wind fortpflanzt. Beispielsweise ergeben sich für die letzte Welle der zweiten Tafel auf S. 211 folgende Werte:

$$u = \frac{2\pi r_0}{T} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 5{,}3}{2 \cdot 7{,}6} = 2{,}19 \text{ m}$$

$$w = 17{,}4 \text{ m}.$$

Pâris glaubt aus seinen Messungen schließen zu dürfen, daß bei genügendem Seeraum, anhaltender Brise und regelmäßiger See die Wellengeschwindigkeit der Quadratwurzel aus der Windgeschwindigkeit proportional sei.

Die größere Geschwindigkeit der Welle gegenüber der des Windes erklärt die bekannte Erscheinung, daß die Wellen als »Dünung« vor dem Winde, insbesondere vor dem Sturmwinde herlaufend, diesen ankündigen. Da übrigens die ozeanischen Winde selten längere Zeit hindurch in gleicher Stärke und Richtung wehen, vielmehr eine Drehbewegung haben, so wird das Voreilen der Wellen erst recht erklärlich.

Einfluß des Seeraums auf die Wellenhöhe.

Da die Windwirkung sich auf dem Wege von der Luvküste windwärts steigert, so muß eine gewisse Beziehung zwischen der Wellenhöhe und dem vor der Luvküste, auf der Karte abzumessenden, gelegenen Seeraum, der Streichlänge, vorhanden sein. Thomas Stevenson [23] hat nun auf schottischen Landseen, auf dem Firth of Forth und dem Moray Firth diesbezügliche Beobachtungen angestellt und daraus die Beziehung abgeleitet

$$h = c\sqrt{f}. \tag{18}$$

Hierin bezeichnen

h die Wellenhöhe in Metern,

f den Seeraum oder die Streichlänge in Seemeilen,

c einen Beiwert.

Für starke Winde und solche Wassertiefen, die eine volle Wellenausbildung gestatten, wird $c = 0{,}45$, also

$$h = 0{,}45\sqrt{f}. \tag{19}$$

Für starke Winde und kurze Streichlängen wird

$$h = 0{,}45\sqrt{f} + (0{,}75 - 0{,}3\sqrt[4]{f}). \tag{20}$$

Die Grenze für f ergibt sich für h_{max}. Da nach dem Gesagten die größte Wellenhöhe zwischen 13 m und 14 m angenommen werden kann, so würde sich als größte

Streichlänge etwa $f = 300$ Seemeilen ergeben. Es muß übrigens wegen der Drehbewegung der Ozeanstürme bezweifelt werden, daß heftige Winde in gerader Richtung auf 900 Seemeilen wehen. Für eine Streichlänge $f = 39$ Seemeilen ergeben die beiden Formeln (19) und (20) übereinstimmende Werte. Für Streichlängen unter 39 Seemeilen gibt Formel (20), für solche über 39 Seemeilen Formel (19) größere Werte. Es empfiehlt sich daher, die Formel (20) für Streichlängen bis zu 39 Seemeilen und die Formel (19) für Streichlängen über 39 Seemeilen anzuwenden. Stevenson setzt aber bei der Anwendung seiner Formeln voraus, daß die Meerestiefe in der ganzen Strecke luvwärts für eine volle Entfaltung der Wellen genügend und möglichst gleichmäßig ist, und daß die Wellenhöhen nicht unmittelbar am Strande gemessen werden.

Dem offenbaren Mangel der Formeln, daß sie die Abhängigkeit der Wellenhöhe von der Windstärke nicht zum Ausdruck bringen, kann nur durch weitere Beobachtungen unter gleichzeitiger Messung der Windstärke abgeholfen werden. Übrigens können bis auf weiteres die Formeln

$$h = \frac{w}{4} \tag{21}$$

und

$$h = \frac{3}{4}\sqrt[3]{w^2}, \tag{22}$$

von welchen die letztere von Coupvent des Bois [24] aufgestellt ist, zur Schätzung des Einflusses des Windes auf die Wellenhöhe im offenen Meere benutzt werden. Für Windstärken von 20 bis 30 m geben beide Formeln ziemlich übereinstimmende Werte. Für schwächere Winde empfiehlt sich mehr die Beziehung

$$h = \frac{w}{3}.$$

Die Formeln sind auch deshalb mangelhaft, weil in ihnen der Einfluß der Windneigung zur Wasseroberfläche nicht berücksichtigt ist.

Falls unmittelbare Messungen nicht vorliegen sollten, wird die folgende Tafel dem entwerfenden Ingenieur einigen Anhalt bieten können.

Angenäherte Wellenhöhen als Abhängige von der Streichlänge.

f Seem.	h m	f Seem.	h m	f Seem.	h m	Bemerkung
0,3	0,8	35	2,7	180	6,0	Für $f = 0$ bis einschl. $f = 40$ ist Formel (20), für $f = 40$ bis $f = 1000$ ist Formel (19) angewendet worden.
0,7	0,9	40	2,9	190	6,2	
1	0,9	45	3,0	200	6,4	
2	1,0	50	3,2	210	6,5	
3	1,1	60	3,5	220	6,7	
4	1,2	70	3,8	230	6,8	
5	1,3	80	4,0	240	7,0	
6	1,4	90	4,3	250	7,1	
7	1,5	100	4,5	260	7,3	
8	1,5	110	4,7	270	7,4	
9	1,6	120	4,9	280	7,5	
10	1,6	130	5,1	290	7,7	
15	1,9	140	5,3	300	7,8	
20	2,1	150	5,5	400	9,0	
25	2,3	160	5,7	500	10,1	
30	2,5	170	5,9	1000	14,2	

Die Streichlänge f hat man auf der Seekarte auszumessen, dabei aber darauf zu achten, daß angenähert gleiche Wassertiefe auf der ganzen Strecke vorhanden ist. Wird die Streichlänge größer als 200 Seemeilen, dann dürfen, streng genommen, bei zyklonalen Luftbewegungen die Windbahnen nicht mehr als geradlinige gelten. So weist Krümmel darauf hin, daß in der Ostsee die Strecke von den finnischen Schären bis zur Halbinsel Hela den größten Wert von $f = 350$ Seemeilen ergeben würde. Die entsprechende Wellenhöhe von 8 m dürfte indes schwerlich je bei Nordoststurm vor der Danziger Bucht oder bei Bornholm vorkommen. Das liege gewiß nicht bloß daran, daß die Tiefenverhältnisse auf dieser Strecke sehr verschiedene seien, sondern man müsse annehmen, daß die Formel für solch große Streichlängen bereits versage.

In dem westlichsten Teil der Ostsee zwischen Fehmarn und der schleswigschen Küste seien die Tiefen gleichmäßiger, der Seeraum f auf 40 Seemeilen anzusetzen, daher bei Weststurm auf der Höhe von Fehmarn nach Stevensons Formel eine Wellenhöhe von nicht ganz 3 m zu erwarten, was wieder nicht unwahrscheinlich aussehe.

Sonstige die Wellenhöhe beeinflussende Umstände.

1. Allmähliche Abnahme der Wassertiefe vermehrt die Wellenhöhe. Ihre Wirkung ist mittelbar durch Gl. (107), Erster Teil, gegeben. Bei der Ableitung dieser Gleichung ist bereits auf den dann entstehenden Sog oder Rückstrom sowie darauf hingewiesen worden, daß mit der Zunahme der Wellenhöhe eine Abnahme der Wellenlänge und folglich auch der Wellengeschwindigkeit eintritt. Für die letztere hat Gaillard aus seinen Beobachtungen die empirische Beziehung abgeleitet

$$V_1 = 0{,}9\, V \sqrt[4]{\frac{H_1}{H}}, \text{ wo } H > H_1. \tag{24}$$

Diese Formel ist aber nur anwendbar, wenn H nicht erheblich größer ist als $\frac{L}{3}$, und wenn die Neigung der Sohle nicht viel größer ist als 1 : 100.

2. Gegenströmung vermehrt die Wellenhöhe. Wenn eine Welle auf eine entgegenlaufende Strömung trifft, dann wird gleichfalls ihre Höhe vermehrt, ihre Länge und folglich auch ihre Geschwindigkeit vermindert. Der Vorderabhang der Welle wird steiler und steiler, so daß zuweilen die Welle ihre Stabilität verlieren und brechen kann. Gaillard hat z. B. an der Einfahrt des Duluth-Kanals (Fig. 153) beobachtet, daß eine halbe Stunde vor dem Einsetzen der mit 0,60 m/Sek. ausgehenden Strömung die einlaufenden Wellen 3,7 m hoch waren und durch die Strömung auf 4,3 m erhöht wurden. Die Windverhältnisse waren in beiden Fällen die gleichen.

3. Abnahme der Kanalbreite vermehrt die Wellenhöhe. Scott Russell fand durch seine Versuche, daß in einem Kanal von gleichförmiger Tiefe aber allmählich abnehmender Breite die Höhe einer Einzelwelle sich fast umgekehrt mit der Quadratwurzel aus der Kanalbreite änderte.

Für Einzelwellen hat Bazin experimentell gefunden, daß die Wellenhöhe sich annähernd umgekehrt mit der Quadratwurzel aus der Wassertiefe ändert. Sein Versuchskanal hatte einen rechteckigen Querschnitt und 2 m Breite. Das Sohlengefälle des Kanals betrug 0,0015 und seine mittlere Wassertiefe bewegte sich bei den Versuchen zwischen den Grenzen 0,56 und 0,19 m.

4. Aus 1. und 3. folgt, daß, wenn eine Wellenschwingung in eine Bucht, Fig. 155, eindringt, deren Breite und Tiefe allmählich abnehmen, ihre Schwingungen kürzer und

höher werden. Überdies werden durch die dabei längs der Ufer AB und CB rollenden Brecher sehr gefährliche Wasserbewegungen hervorgerufen.

5. Laufen umgekehrt Wellen in eine Bucht von der Gestalt der Fig. 156, dann vermindert sich die Wellenhöhe, und zwar in einem stärkeren Verhältnisse als $AB : CD$.

Th. Stevenson gibt für die Verringerung der Wellenhöhe beim Eintritt in einen geschlossenen Hafen folgende empirische Formel

$$x = h\left[\sqrt{\frac{b}{B}} - 0{,}027\sqrt[4]{D}\left(1 + \sqrt{\frac{b}{B}}\right)\right]. \qquad (25)$$

Hierin sind

h = Wellenhöhe an der Hafenmündung in m,
b = Mündungsbreite in m,
B = Hafenbreite am Beobachtungsort in m,
D = Abstand vom Hafenmund bis zum Beobachtungsort in m,
x = Höhe der verringerten Welle am Beobachtungsort in m.

Die Formel ist aber nur unter folgenden Vorbedingungen gültig: die Hafendämme müssen so hoch sein, daß sie das Hafeninnere gegen den Wind schützen; die Tiefe im Hafen muß ziemlich gleichmäßig sein; die Mündung darf nicht zu groß sein; endlich muß D größer sein als 15 m.

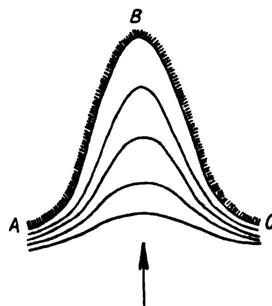


Fig. 155.

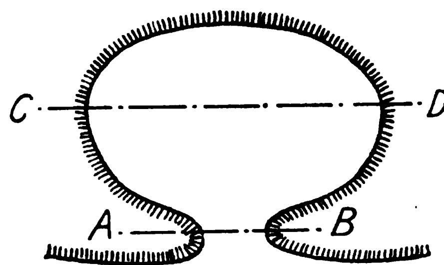


Fig. 156.

Diesen Bedingungen genügt im allgemeinen, wenn auch nicht genau in allen Einzelheiten, der Hafen von Duluth, Fig. 153. Deshalb hat auch Gaillard daselbst Beobachtungen zur Prüfung der Formel (25) angestellt, deren Ergebnisse die folgenden sind.

Beobachtungs- Tag	Stat. Nr.	D m	B m	b m	h m	x beobachtet m	x berechnet m	Bemerkung
21. IV. 02	3	366	1021	91	3,1	0,36	0,44	*) Wegen der großen Nähe der Stationen 4, 5 und 7 am Schiffskanal konnten die einlaufenden Wellen sich nicht ausbreiten: daher die großen Unterschiede zwischen den beobachteten und berechneten Wellenhöhen.
»	4	396	857	91	3,1	0,69*)	0,51	
»	5	793	1177	91	3,1	0,76*)	0,29	
»	6	793	1177	91	3,1	0,31	0,29	
»	7	893	1261	91	3,1	0,69*)	0,25	
22. IV. 02	2	238	597	91	3,4	0,69	0,82	
»	4	396	857	91	3,4	0,53	0,56	
»	6	793	1177	91	3,4	0,50	0,32	
»	8	1280	1828	91	3,4	0,14	0,09	
23. X. 02	1	219	551	91	2,1	0,31	0,06	
					Summe	4,98	4,13	

Mit Bezug auf Fig. 153 bemerkt Gaillard, daß das Hafenbecken ganz unsymmetrisch zur Einfahrts-Achse liege. Die während der Stürme auftretende Belästigung des Hafens durch Wellen würde fast ganz vermieden worden sein, wenn man die Einfahrt weiter nach Süden verlegt hätte: die einlaufenden Wellen hätten sich dann verflachen können, bevor sie die Nordseite des Hafens erreichten.

6. Erhöhung der Wellen beim Zurückwerfen. Wenn schwingende, ungebrochene Wellen auf eine lotrechte Wand von genügender Höhe über dem Wasserspiegel stoßen, dann werden sie zurückgeworfen. Die mit der Wand in Berührung befindlichen Wasserteilchen bewegen sich auf und nieder um eine Höhe, die das zweifache der freien Wellenhöhe beträgt. Die gleiche Bewegung erleiden jene Teilchen, die um die halbe Wellenlänge von der Wand entfernt sind. Die Teilchen im Abstande eines Viertels der Wellenlänge, von der Wand aus gerechnet, bewegen sich wagerecht vor- und rückwärts. Die zwischenliegenden Teilchen schwingen in Linien, die unter verschiedenen Winkeln gegen den Horizont geneigt sind.

7. Eine der vorigen ähnliche Wirkung entsteht auch dann, wenn eine Welle parallel einer lotrechten oder auch steilböschigen Wand entlang läuft. Wegen der Reibung an der Wand und der meistens geringeren Wassertiefe vor dieser wird die Wellenhöhe unmittelbar an der Wand sehr merklich vergrößert, während sie in kurzem Abstande von der Wand ihre alte Größe beibehält. Das haben Gaillards Beobachtungen bestätigt: die in den Hafen von Duluth, Fig. 153, bei gewöhnlichen Stürmen parallel zu den Hafendämmen einlaufenden Wellen nahmen auf dem Wege zwischen diesen Dämmen um 25 v. H. an Höhe zu, indem diese von 2,4 m bis auf 3,0 m bez. von 3,7 m bis auf 4,6 m anwuchs. Man hat diesem Umstande bei dem Entwurfe solcher Hafendämme Rechnung zu tragen.

Beziehung zwischen der Höhe der Wellen und der Wassertiefe, in der sie brechen.

Bei veränderlicher Wassertiefe können reine Schwingungswellen nicht bestehen, weil dann die Bedingung des gleichen Druckes oder dynamischen Gleichgewichtes nicht erfüllt wird, also auch die Stetigkeit aufhören muß. Das erklärt die Tatsache, daß hohe Wellen selbst über sehr tief liegenden plötzlichen Bodenerhebungen brechen. Gaillard belegt dies mit einigen Beispielen. So gibt es an der Südküste Afrikas eine als Riy Bank bekannte Untiefe, über welcher sich die langen, 3 bis 3,5 m hohen Dünungswellen bei einer Wassertiefe von 18 m brechen. In Peterhead (schottische Ostküste) wurden 8 m hohe und 150 m lange Wellen gemessen, die mit einer Geschwindigkeit von 12,5 m/Sek. in 14 m tiefem Wasser sich bewegten und beim Überschreiten der 10 Meter-Linie brachen. So bricht die See am Rande der Neufundlandsbänke, wo die Tiefe von 150 m auf mehr als 180 m abfällt.

Als es sich Ende der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts um die Wahl eines Platzes für einen Zufluchtshafen am Stillen Ozean zwischen den Straits of Fuca und S. Franzisko handelte, wurden durch die zuständige Behörde sorgfältige Untersuchungen angestellt über die Tiefe, in der die Wellen an der betreffenden Küstenstrecke brechen, mit dem Ergebnisse, daß die Tiefe, in der die Wellen brachen, viel größer ist als irgend eine beobachtete Höhe einer Ozeanwelle. Sie lassen die Schlußfolgerung zu, daß dort Wellen von etwa 15 m Höhe noch brechen können in einer Tiefe von 40 m.

Andererseits wurden in der Algoa-Bay, bei Port Elizabeth, Südafrika, von einem Gerüste aus ungebrochene Wellen von 6,4 m Höhe in nur 7,0 m tiefem Wasser gemessen. Die Windgeschwindigkeit betrug zur Zeit der Messung 31 m/Sek. Die Sohle

fällt seewärts ab unter 1:250. Gaillard, dem wir alle diese Angaben entnehmen, hat selbst die folgenden ausführlichen Beobachtungen angestellt und veranlaßt:

1. In North Beach, Flor. Es wurden 58 Wellen beobachtet, die vor ihrem Brechen 0,1 m bis 1,8 m hoch waren. Die Sohle war fester Sand. Bei einer Sohlenneigung von 0,01 wurden folgende Beziehungen zwischen der Tiefe des ruhigen Wassers am Brechungsort und der Wellenhöhe festgestellt:

Bei Windstille — brechende Dünungswellen — $H = h$
» auflandigen Winden . . . . $H = 1{,}25\,h$
» entgegengesetzter Windrichtung . . . . . $H = 0{,}72\,h$
» einer Strandneigung von 1:12 wurde. . . $H > 2\,h$.

2. Unweit der Südmole des Hafens von Duluth.

Tiefe, in der die Wellen brachen = 1 bis 6 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 0,6 » 4 ».

Das Sohlengefälle war in der Tiefe von	0,6	bis	2,4 m	= 1:50
» » » » » » »	2,4	»	3,7 »	= 1:90
» » » » » » »	3,7	»	4,9 »	= 1:40
» » » » » » »	4,9	»	6,4 »	= 1:30.

Die mittlere Geschwindigkeit des auflandigen Windes betrug 15,6 m/Sek.

Der Größtwert $\frac{H}{h}$	war	2,13	89 Beobachtungen.
» Mittelwert »	»	1,84	
» Kleinstwert »	»	1,52	

3. Nördlich der Nordmole des Hafens von Duluth.

Tiefe, in der die Wellen brachen = 0,8 bis 3,4 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 0,6 » 2,0 ».
Sohlengefälle = 1:40.
Der Mittelwert $\frac{H}{h}$ war = 1,36.

Von den 29 Beobachtungen wurden 10 bei einer Geschwindigkeit des auflandigen Windes von 13,7 m/Sek. angestellt:

hierbei ergab sich $\frac{H}{h} = 1{,}42$.

Die übrigen 19 Beobachtungen wurden bei Windstille gemacht:

hierbei ergab sich $\frac{H}{h} = 1{,}34$.

4. Bei Presque Point, Oberer See.

Tiefe, in der die Wellen brachen = 2,3 bis 3,8 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 1,8 » 2,7 ».
Sohlengefälle = 1:70
Windgeschwindigkeit unbekannt.
Der Mittelwert aus 9 Beobachtungen $\frac{H}{h} = 1{,}32$.

5. Bei Grand Marais, Oberer See.

Tiefe, in der die Wellen brachen = 3,0 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 2,3 bis 2,4 m.

Sohlengefälle = 1 : 65.
Windgeschwindigkeit geschätzt auf 12,9 m/Sek.
Der Mittelwert aus 7 Beobachtungen $\frac{H}{h} = 1{,}28$.

Als Gesamtmittelwert aus den 189 Beobachtungen zu 2. bis 5. ergibt sich

$$\frac{H}{h} = 1{,}67.$$

Dieses Verhältnis nimmt ab mit der Abnahme der Windgeschwindigkeit und des Sohlengefälles. Der Sog des Rückstromes befördert in erheblichem Maße das Brechen der Wellen.

Endlich sind hier noch die folgenden Beobachtungen von Thomas Stevenson [23] zu erwähnen:

1. Am Firth of Forth.

Tiefe, in der die Wellen brachen . = 0,5 bis 0,7 m.
Wellenhöhe, kurz vor dem Brechen = 0,8 » 0,9 ».
Sandiger Strand, Neigung nicht angegeben.
Die Stärke des herrschenden Windes nicht angegeben.
Ergebnis aus drei Beobachtungen

$$\frac{H}{h} = 0{,}72.$$

2. Am Seende des eisernen Piers in Scarborough.

a) Tiefe, in der die Wellen brachen . = 3,5 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 1,6 ».
Nordöstliche Dünung

$$\frac{H}{h} = 2{,}20.$$

b) Tiefe, in der die Wellen brachen . = 4,7 m.
Wellenhöhe kurz vor dem Brechen = 2,0 ».
Nordöstliche Dünung

$$\frac{H}{h} = 2{,}35.$$

3. Stevenson beobachtete ferner, daß in der Wick-Bucht bei Stürmen einige der großen Wellen brachen, wenn sie in Wasser kamen von der gleichen Tiefe wie ihre Höhe, also wenn

$$\frac{H}{h} = 1.$$

Er stellte außerdem fest, daß Wellen in tieferem Wasser brechen, wenn der Boden plötzlich ansteigt, als wenn die Wassertiefe allmählich abnimmt.

Höhe des Wellenkammes über dem ruhigen Wasserspiegel.

Wir hatten im ersten Teile gefunden, daß die mittlere Höhe einer Tiefwasserwelle um $\frac{\pi r_0^2}{L}$ über dem ruhigen Wasserspiegel liegt. Ist a der Abstand des Wellenkammes vom ruhigen Wasserspiegel, dann ist, da $r_0 = \frac{h}{2}$,

$$a = \frac{h}{2} + \frac{\pi}{4}\frac{h^2}{L} = \frac{h}{2} + 0{,}7854\,\frac{h^2}{L}. \qquad (26)$$

Für die für den Bauingenieur besonders in Frage kommenden Seichtwasserwellen gibt, wie durch Beobachtungen bestätigt worden ist, diese Formel zu kleine Werte.

1. Th. Stevenson fand bei größeren Sturmwellen in der Wick Bay

$$a = 0{,}66\ h.$$

2. Gaillard beobachtete in North Beach, St. Augustine, Flor. 45 Wellen von 0,76 bis 1,83 m Höhe. Sie waren regelmäßige Dünungswellen in ruhigem Wasser. Die Sohle bestand bei einem gleichförmigen Anlauf von 0,01 aus feinem harten Sande. Es wurden gefunden

$$a_{\min} = 0{,}67\ h; \qquad a_{\text{mittel}} = 0{,}76\ h; \qquad a_{\max} = 0{,}89\ h,$$

und zwar nahm a zu mit Abnahme der Strandneigung und bei auflandigen Winden.

3. In der Hafeneinfahrt von Duluth (Fig. 153) mit einer mittleren Tiefe von 7,9 m beobachtete Gaillard 616 einlaufende ungebrochene Wellen, deren Höhen von 0,31 bis 7,0 m schwankten, und fand die empirische Beziehung

$$a = \frac{h}{2} + 2\,\frac{h^2}{L}. \tag{27}$$

Als Mittelwert ergab sich

$$a = 0{,}637\ h.$$

4. Im oberen See unweit der vorgenannten Hafeneinfahrt wurden von Gaillard 173 Wellenmessungen in flachem Wasser vorgenommen, dessen Tiefe, entsprechend den Sohlengefällen von 1:90 bis 1:30, von 5,7 m bis auf 1,0 m abnahm. Die Wellen hatten Höhen von 0,6 bis 4 m, ihre mittlere Höhe betrug 2,0 m, ihre Längen betrugen 18 m bis 50 m, im Mittel 40 m. Als Mittelwert ergab sich $a = 1{,}50$ m, oder

$$a = 0{,}75\ h.$$

Zurückwerfung der Wellen.

Die Wellen folgen den bekannten Brechungsgesetzen, wenn sie in schwingendem Zustande, also in genügend tiefem Wasser, gegen lotrechte oder geböschte Wände stoßen: sie werden dann zurückgeworfen und behalten ihre schwingende Bewegung bei, ohne

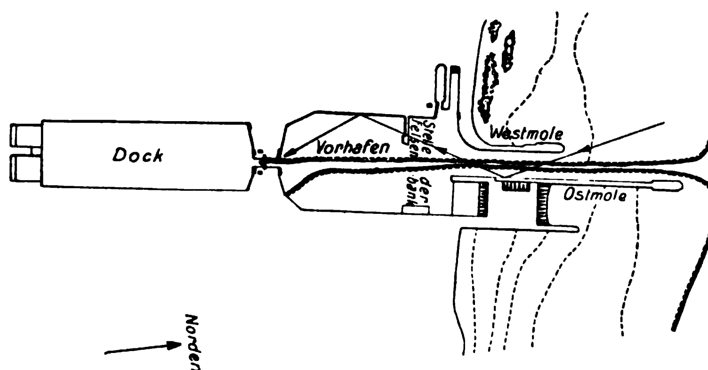


Fig. 157. Hafen von Cherbourg.

in die fortschreitende überzugehen. Nach Gaillards Beobachtungen, die Verfasser durch Versuche im Kleinen bestätigt hat, werfen auch geböschte Wände — entgegen einer weit verbreiteten Anschauung —, falls sie so hoch sind, daß sie nicht überschlagen werden, — sogar noch bei einem Winkel von 23 Grad der Böschung mit der Wagerechten,

— schwingende Wellen zurück. Wie wichtig es ist, das Brechungsgesetz bei Hafenanlagen zu beachten, lehrt das folgende Beispiel [25]. Im Vorhafen von Cherbourg, Fig. 157, lag ein Felsenriff. Bei schwerer See entstanden in der Nähe dieses Felsens heftige Wasserbewegungen, die für die Fischerboote gefährlich waren. Man beseitigte den Felsen und erhielt so an dieser Stelle eine gewisse Verbesserung. Nunmehr aber pflanzte sich die heftige Bewegung bis zum Ende des Vorhafens und bis zu der daselbst befindlichen Dockschleuse fort, so daß die Benutzung dieser Schleuse bei stürmischer See zuweilen unmöglich wurde. Dieser Übelstand war weitaus schwerwiegender als der frühere. Man erkannte schließlich, daß er von zurückgeworfenen Wellen herrührte, die sich früher über dem Felsen gebrochen hatten und sich nunmehr frei fortpflanzen konnten. Um dem Übel abzuhelfen, erbaute man an der Stelle des früheren Felsens einen gemauerten Wellenbrecher.

§ 3. Ebbe und Flut. [17]

Allgemeines. Begriffe.

An den Küsten der offenen Meere hebt und senkt sich der Wasserspiegel im Verlaufe von etwa 24 Stunden zweimal. Das Steigen heißt Flut, das Fallen Ebbe, der beim Steigen erreichte Höchstwasserstand heißt Hochwasser, der beim Fallen erreichte Niedrigstwasserstand heißt Niedrigwasser. Der Höhenunterschied zwischen Hochwasser und Niedrigwasser heißt Flutwechsel oder Flutgröße. Flutperiode oder Tide ist die Zeit, die zwischen dem Eintreten zweier einander folgender Hochwasser oder Niedrigwasser verstreicht. Das Hochwasser erreicht etwa alle 14 Tage einen Höchststand und etwa 8 Tage vor und nach diesem einen Tiefstand. Jener tritt ein bei der Springflut, dieser bei der tauben oder Nippflut (vom englischen neap, niedrig).

Die Flutperiode entpricht fast genau einem halben Mondtage, oder der Zeit zwischen der oberen und unteren Kulmination des Mondes, während die Zeit zwischen zwei Springfluten gleich der halben Umlaufzeit des Mondes um die Erde ist.

Daß die Erscheinung von Flut und Ebbe, oder der Gezeiten, vorwiegend von der Einwirkung des Mondes abhängt, haben schon die Alten gewußt. Aber erst Newton war es vorbehalten, die Erscheinung als Gravitationswirkung zu erklären.

Theoretisches.

a) Einwirkung der Sonne.

Die Erde sei ganz mit einer gleichförmigen Wasserhülle bedeckt. Es werde weiter vorausgesetzt, daß die Sonne in der Äquatorebene stehe. Da die Anziehung der Sonne auf jeden Punkt der Erde umgekehrt proportional ist dem Quadrate der Entfernung, so werden die Massenteilchen auf der der Sonne zugekehrten Seite stärker angezogen als der Erdmittelpunkt und dieser wiederum stärker als die Teilchen auf der der Sonne abgewendeten Seite. Die flüssige Umhüllung der Erde wird daher in der Richtung auf die Sonne auseinandergedehnt und muß die Gestalt eines Ellipsoides annehmen. Die Teilchen, die von der Sonne ebensoweit entfernt sind wie der Erdmittelpunkt, liegen auf einem Meridiankreise, dessen Ebene senkrecht zur Richtung nach der Sonne steht und der in Fig. 158 als Gerade BB_1 erscheint. AA_1 muß stets nach der Sonne hin gerichtet bleiben, während der innere Erdkörper bei der Beweglichkeit der flüssigen Hülle seine tägliche Drehung ungehindert ausführt. Ein Ort s auf dem Äquator

wird daher im Laufe eines Tages, d. h. von einer oberen Kulmination der Sonne bis zur anderen, der Reihe nach sich unter A_1, B, A, B_1 der flüssigen Oberfläche vorbei bewegen. Die Scheitel A und A_1 der Flutwellen werden ein jeder einmal täglich, und zwar A bei der oberen, A_1 bei der unteren Kulmination der Sonne, über den Ort s hinwegziehen. Würde nur die Sonne einwirken, dann würden sich für den Ort s zwei Hochwasser in 12 Stunden folgen, während das Niedrigwasser 6 Stunden nach dem vorangegangenen Hochwasser eintreten würde.

b) Einwirkung des Mondes.

Die gleiche Betrachtung gilt für den Mond. Es entsteht auch ein in der Richtung auf den Mond zu gestrecktes Ellipsoid.

c) Vereinigte Einwirkung von Sonne und Mond.

Die beiden Flutellipsoide weichen nur sehr wenig von der Kugelform ab. Jeder Punkt des Meeresspiegels ist in jedem Augenblicke den Sondereinwirkungen von Sonne und Mond unterworfen, jede für sich würde ihn auf die Oberfläche eines bestimmten Ellipsoides bringen. Durch das tatsächliche Zusammenwirken von Sonne und Mond wird aber weder das eine noch das andere, sondern ein neues Ellipsoid entstehen, das

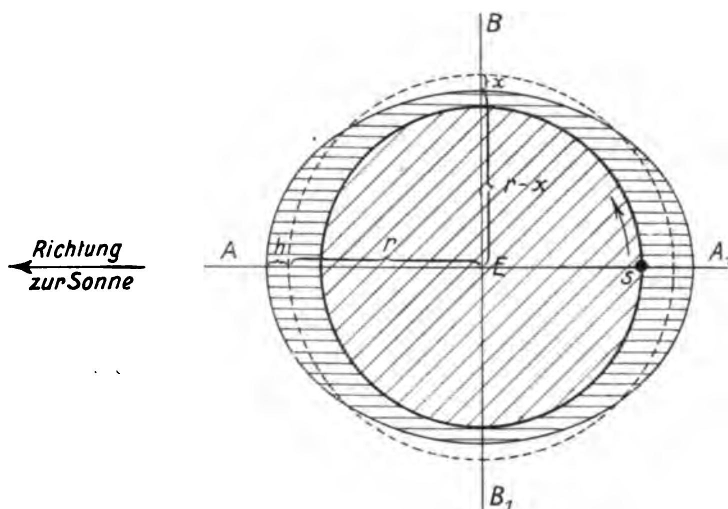


Fig. 158.

jeden Augenblick, wenn auch nur sehr langsam, seine Form ändert und dabei zwei Grenzformen annimmt. Die eine bildet sich dann, wenn bei Voll- und Neumond, zur Zeit der Syzigien, Sonne, Mond und Erde in einer Geraden stehen: dann fallen die großen Achsen der beiden Ellipsoide zusammen und die Anschwellungen summieren sich zur Springflut. Der zweite Grenzfall tritt ein zur Zeit des ersten und letzten Mondviertels, zur Zeit der Quadraturen: dann stehen die beiden Anziehungskräfte der Sonne und des Mondes senkrecht aufeinander und die Flutanschwellungen des Mondellipsoides liegen auf dem Kreise, auf welchem das Sonnenellipsoid niedrigsten Wasserstand hat und umgekehrt. Da die Tiefen unter der den mittleren Wasserstand darstellenden kugelförmigen Wasseroberfläche als negative Summanden auftreten, so subtrahieren sich die bezüglichen Wasserhöhen von einander: es entstehen kleine Fluthöhen, die tauben Fluten.

Die theoretischen Flutgrößen lassen sich genügend genau wie folgt ermitteln:
Es sei

1 die Masse der Erde,
r der Halbmesser der Erde,
m » » des Mondes,
l » gegenseitige Abstand der Mittelpunkte beider Gestirne,

dann ist die Anziehungskraft des Mondes

auf den Erdmittelpunkt proportional $\frac{m}{l^2}$ und

auf den ihm nächstgelegenen Punkt der Erdoberfläche proportional $\frac{m}{(l-r)^2}$.

Somit wird der letztere Punkt um die Differenz beider Anziehungskräfte stärker angezogen als der Erdmittelpunkt und dadurch an ihm die Flutanschwellung erzeugt.

Die fluterzeugende Kraft ist daher

$$\frac{m}{(l-r)^2} - \frac{m}{l^2} = \frac{m}{l^2}\left[\frac{1}{\left(1-\frac{r}{l}\right)^2} - 1\right]$$

$$= \frac{m}{l^2}\left(1 + \frac{2r}{l} + \cdots - 1\right)$$

$$= \frac{m}{l^2}\left[1 + 2\frac{r}{l} + 3\left(\frac{r}{l}\right)^2 + 4\left(\frac{r}{l}\right)^3 + \cdots - 1\right].$$

Wegen

$$\frac{r}{l} = \frac{1}{60,3}$$

kann man die zweiten und höheren Potenzen dieser kleinen Brüche vernachlässigen und erhält dann die fluterzeugende Kraft

$$= \frac{2mr}{l^3}.$$

Die Anziehungskraft, die ein Teilchen der Erdoberfläche von der Erde her erleidet, ist aber proportional $\frac{1}{r^2}$.

Es ist somit das Verhältnis der fluterzeugenden Kraft zu der Anziehungskraft der Erde

$$\alpha = \frac{2mr}{l^3} : \frac{1}{r^2} = \frac{2mr^3}{l^3}.$$

Da

$$m = \frac{1}{79,7},$$

so wird

$$\alpha = \frac{1}{8510000}.$$

Die fluterzeugende Kraft des Mondes ist also nur ein Achteinhalbmillionstel der Schwerkraft.

Auf die Oberfläche der entstandenen Anschwellung von der Höhe h wirkt nunmehr ein die Schwerkraft $= \frac{1}{(r+h)^2}$.

Die Verminderung der Schwerkraft ist daher

$$\frac{1}{r^2} - \frac{1}{(r+h)^2} = \frac{1}{r^2}\left[1 - \frac{1}{\left(1+\frac{h}{r}\right)^2}\right].$$

Vernachlässigt man die zweiten und höheren Potenzen des sehr kleinen Bruches $\frac{h}{r}$, dann erhält man

$$\frac{1}{r^2}\cdot\frac{2h}{r}.$$

Da die fluterzeugende Kraft, gleich

$$\frac{1}{8510000}\cdot\frac{1}{r^2},$$

dieser Verminderung der Anziehung gleich sein soll, so folgt

$$\frac{2h}{r} = \frac{1}{8510000},$$

woraus für $r = 6377000$ m sich ergibt

$$h = 0{,}375 \text{ m}.$$

Unter den gemachten vereinfachenden Voraussetzungen würde also die durch den Mond erzeugte Flutanschwellung nur 375 mm betragen.

In gleicher Weise läßt sich die fluterzeugende Kraft der Sonne als Anteil β von der Schwerkraft berechnen.

Ist

s die Masse der Sonne,

L der Abstand des Sonnenmittelpunktes von dem Erdmittelpunkt,

dann ergibt sich

$$\beta = \frac{2sr^3}{L^3}.$$

Für $s = 327000$ und $L = 23340$ l wird

$$\beta = \frac{1}{19440000},$$

und somit die Höhe h_1 der Sonnenanschwellung

$$h_1 = \frac{r}{2}\beta = 0{,}164 \text{ m}.$$

Die Flutanschwellung durch die Mondanziehung ist also 2,285 mal stärker als die durch die Anziehung der Sonne hervorgerufene.

Die berechneten Größen gelten nur für die dem anziehenden Gestirn zugewandte Seite der Erdkugel, also für die Zenitfluten.

Auf der abgewandten Erdhälfte muß zwar die Anschwellung schwächer ausfallen, der Unterschied ist jedoch so klein, daß er für die folgenden Betrachtungen vernachlässigt werden kann. Da der Rauminhalt der Erde unverändert bleibt und nur ihre äußere Gestalt eine Änderung erlitten hat, so ist

$$\frac{4}{3}r^3\pi = \frac{4}{3}ab^2\pi \quad \text{oder} \quad r^3 = ab^2,$$

wenn $2a$ die Umdrehungsachse des Ellipsoids und $2b$ seine kleine Achse bezeichnen. Es sind daher, Fig. 158,

$$a = r + h \quad \text{und} \quad b = r - x,$$

mithin

$$r^3 = (r - x)^2 (r + h).$$

Da x im Verhältnis zu r eine sehr kleine Größe ist, deren Produkte und Quadrate vernachlässigt werden dürfen, so wird

$$2x = h \quad \text{und} \quad x = \frac{h}{2}.$$

Die Einsenkung der Fluttäler an den um 90° von den Flutbergen abstehenden Punkten beträgt daher

für die Sonnenflut 82 mm und
» » Mondflut 188 mm.

Der gesamte Höhenunterschied zwischen dem Fluttale und dem Flutberge oder die Flutgröße ist somit

bei der Mondflut gleich 375 + 188 = 563 mm,
» » Sonnenflut gleich 164 + 82 = 246 mm.

Zur Zeit der Syzygien, bei Voll- und Neumond, ergibt sich die theoretische Größe der Springflut gleich 563 + 246 = 809 mm. Nun gebraucht bekanntlich die Sonne 24 Stunden, um am gleichen Orte wieder durch den Meridian zu gehen, wieder im Mittag zu erscheinen, während die Dauer eines Mondtages zwischen 24 St. 38 Min. und 25 St. 8 Min. schwankt und im Mittel etwa 24 St. 50 Min. beträgt. An dem Tage nach Voll- und Neumond wird daher um 12 Uhr Mittags wieder Sonnenhochwasser eintreten, während das Mondhochwasser erst um 12 50 eintritt. Das wirkliche Hochwasser wird aber unter dem Zusammenwirken beider Gestirne etwas früher eintreten, als es der Mondflut allein entsprechen würde. Dieser Zeitunterschied vergrößert sich mit jedem Tage, bis der Mond um 6 Uhr Nachm. kulminiert oder im ersten Viertel steht. Dann ist taube Flut mit 563 − 246 = 317 mm theoretischer Fluthöhe.

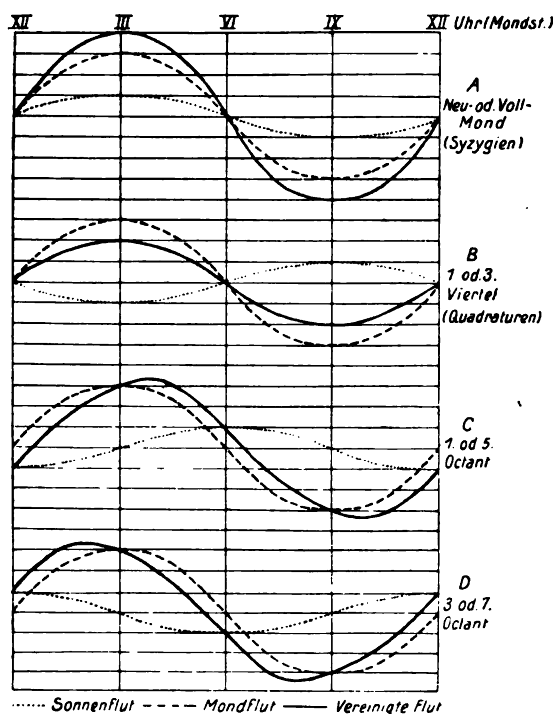


Fig. 159.

Fig. 159 zeigt diese Vorgänge [14]. *A* zeigt Springflut, *B* taube Flut. *C* zeigt das Mondhochwasser 3 Stunden verspätet gegen das Sonnenhochwasser. Das tatsächliche Hochwasser tritt aber etwa 1 Stunde nach der Mondkulmination ein. *D* zeigt, daß im dritten oder siebenten Oktanten der Zeitunterschied zwischen dem Sonnen- und Mondhochwasser 9 Stunden beträgt, und daß das durch die Zusammenwirkung beider entstehende Hochwasser dann etwa 1 Stunde vor der Mondkulmination eintritt.

Es leuchtet ein, daß diese Einzelvorgänge in der gleichen Folge sich nach je einem halben Monate wiederholen müssen. Nach Whewell faßt man diese Erscheinung unter dem Namen »halbmonatliche Ungleichheit« zusammen, die daher sowohl in den Fluthöhen als auch in den Hochwasserzeiten zum Ausdrucke kommt.

Die Abweichung der Hochwasserzeit von der Mondkulmination an den Tagen des Voll- und Neumondes heißt die Hafenzeit. Da die Uhrzeit vom Durchgange der Sonne durch den Meridian aus gezählt wird, so ist die Hafenzeit auch die Uhrzeit. Ist also für einen Ort die Hafenzeit 5 Stunden, so heißt das, daß daselbst an den Tagen des Voll- und Neumondes um 5 Uhr Hochwasser sein wird. Da nun das Hochwasser der Mondkulmination immer annähernd nach dem gleichen Zeitraume folgt, so hat man, um für einen beliebigen Tag die Hochwasserzeit zu finden, aus den astronomischen Gestirnskalendern die Mondkulmination zu entnehmen und die Hafenzeit hinzuzufügen. Das nächste Hochwasser folgt dann etwa 12 St. 20 Min. später, es sei denn, daß das Hochwasser auf 12 Uhr oder weniger als 20 Min. vorher oder nachher fällt, weil dann, da das vorhergehende Hochwasser noch in der letzten Stunde des vergangenen Tages stattgefunden hat, das folgende bereits auf die erste Stunde des nächsten Tages fällt.

Allerdings ist, wie bemerkt, der Zeitunterschied zwischen der Kulmination des Mondes und der Hochwasserzeit nicht immer genau der gleiche, da er sich ja mit dem Alter des Mondes etwas verändert. Nur an den Tagen nach den vier Hauptmondphasen ist er der gleiche, aber von Neumond bis zum ersten Viertel und von Vollmond bis zum letzten Viertel trifft das Hochwasser etwas früher, in den beiden anderen Quadranten des Mondumlaufes etwas später ein, als es bei unveränderlichem Zeitunterschiede der Fall sein würde.

Ein näheres Eingehen auf die Vorausberechnung der Hafenzeiten und Wasserhöhen für die wichtigsten Plätze der Erde würde über den Rahmen dieses Handbuches hinausgehen. Es muß daher auf die alljährlich vom Reichs-Marine-Amt herausgegebenen Gezeitentafeln verwiesen werden. Um jedoch einen Überblick auf den Verlauf der Gezeitenerscheinung zu geben, folgt hier nach den Gezeitentafeln für 1912 eine auszugsweise Zusammenstellung, der einige Erläuterungen vorangestellt werden müssen.

Die in den Gezeitentafeln aufgenommenen Werte geben die Höhe des Wasserstandes über Kartennull des betreffenden Landes an. Die Lage des Kartennulls ist verschieden festgesetzt. Das Kartennull liegt

1. In Deutschland 0,3 m unter mittlerem Springniedrigwasser,
2. In Frankreich in Höhe des beobachteten niedrigsten Wasserstandes,
3. In Amerika in Höhe des mittleren Niedrigwassers,
4. In England » » » » Springniedrigwassers,
5. In den übrigen Ländern wie in England.

Fig. 160 gibt diese Verhältnisse zeichnerisch wieder. In ihr ist ein Ort zugrunde gelegt worden, dessen mittlere Flutgröße AB bei Springflut 5 m, dessen mittlere Flutgröße CD 4 m und dessen Flutgröße EF bei tauber Flut 3 m beträgt.

Wie sogleich gezeigt werden wird, genügt mit Ausnahme der Orte, für die das französische Kartennull gilt, die Kenntnis der in der Tafel angegebenen Hochwasserhöhe über dem Kartennull bei Springzeit und bei Nippzeit, um daraus die Flutgröße bei Springzeit, die mittlere Flutgröße und die Flutgröße bei Nippzeit herzuleiten.

Es ist nämlich, wie sich unmittelbar aus der Zeichnung ergibt, in den Ländern zu 4. und 5., die Hochwasserhöhe AB über Kartennull bei Springzeit gleich der Flutgröße bei Springzeit. Die Höhe des Hochwassers über Kartennull bei Nippzeit ist dagegen gleich der halben Hochwasserhöhe bei Springzeit plus der halben Flutgröße bei Nippzeit. Man findet also die

Flutgröße bei Nippzeit = 2 · Nipphochwasserhöhe — Springhochwasserhöhe.

Da bei diesem Kartennull die Nipphochwasserhöhe gleich dem Mittel aus den Flutgrößen bei Spring- und Nippzeit ist, so ist mit großer Annäherung

Nipphochwasserhöhe = mittlere Flutgröße.

Um die gleichen Formeln auch für die deutschen Häfen anwenden zu können, muß man die für sie angegebenen Zahlen zunächst um 0,3 m kürzen.

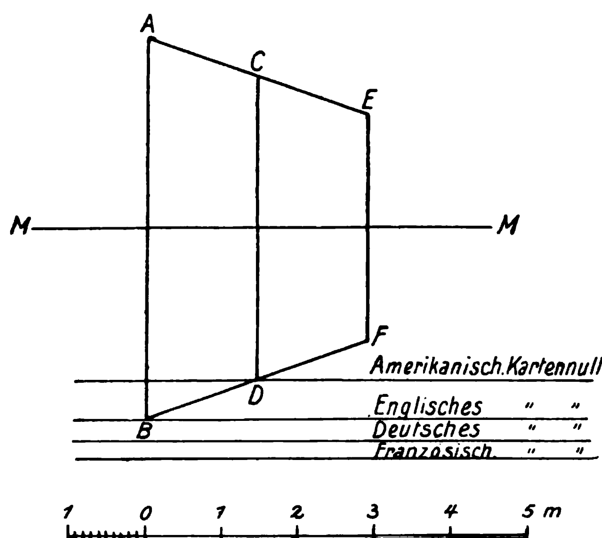


Fig. 160.

Für die amerikanischen Häfen findet man die Springflutgröße, wenn man den Unterschied zwischen den für Spring- und Nippzeit angegebenen Hochwasserhöhen bildet, diesen Unterschied durch Zwei teilt und den so erhaltenen Wert zu der für Springzeit angegebenen Hochwasserhöhe hinzufügt. Zieht man den gleichen Wert dagegen von der für Springzeit gegebenen Hochwasserhöhe ab, so erhält man die mittlere Flutgröße. Zieht man weiter von der mittleren Flutgröße den ganzen Unterschied zwischen der Hochwasserhöhe bei Springzeit und bei Nippzeit ab, so erhält man die Nippflutgröße.

Für die französischen Häfen gelten die vorstehenden Regeln nicht. Deshalb ist für sie die Nippflutgröße mehrfach besonders angegeben. In diesen Fällen läßt sich die Springflutgröße berechnen nach der Formel

Springflutgröße = Nippflutgröße
+ 2 (Springhochwasserhöhe — Nipphochwasserhöhe),

während die Kenntnis der Spring- und Nippflutgröße unmittelbar dann auch zur Kenntnis der mittleren Flutgröße führt.

Hafenzeiten und Höhen über dem Kartennull für eine größere Anzahl von Küstenpunkten.

Ort	Geographische Lage		Hafenzeit	Hochwasserhöhe über Kartennull bei		Bemerkungen
	Breite	Länge		Springzeit	Nippzeit	
	°	°	h m.	m	m	
Dänemark.						
Skagen	57,7 N	10,6 O	5 38	0,3	—	
Esbjerg	55,5 »	8,5 »	2 21	1,4	0,9	
Deutschland.						
List, Reede	55,1 »	8,4 »	2 14	2,2	1,8	Der Unterschied
Tönning	54,3 »	9,0 »	1 47	3,5	3,0	zwischen Hoch- u.
Helgoland	54,2 »	7,9 »	11 58	2,7	2,4	Niedrigwasser be-
Cuxhaven	53,9 »	8,7 »	0 49	3,5	3,1	trägt im Watten-
Brunsbüttel	53,9 »	9,1 »	1 53	3,1	2,5	meer von Hoyer
Glückstadt	53,8 »	9,4 »	2 52	3,1	2,5	ungefähr 1,5 m.
Brunshausen	53,6 »	9,5 »	3 51	2,9	2,5	
Hamburg, St. Pauli	53,5 »	10,0 »	5 10	2,3	2,2	
Bremerhaven	53,6 »	8,6 »	1 00	3,8	3,6	
Bremen, Freihafen	53,1 »	8,8 »	3 59	—	—	
Wilhelmshaven	53,5 »	8,2 »	0 52	4,3	3,8	
Hoheweg Leuchtf.	53,7 »	8,2 »	0 26	3,7	3,3	
Emden, Nesserland-Schleuse	53,3 »	7,2 »	0 12	3,7	3,3	
Borkum	53,6 »	6,7 »	10 59	2,9	2,6	
Holland und Belgien.						
Delfziyl	53,3 »	6,9 »	10 55	3,1	2,1	
Texel, Barre	52,9 »	4,7 »	6 30	1,3	1,1	
Ymuiden [1]	52,5 »	4,6 »	4 00	1,8	1,6	[1]) Bei Seewind
Rotterdam	51,9 »	4,5 »	4 00	—	—	steigt das Wasser
Seegat d. Hoek v. Holland	52,0 »	4,1 »	2 30	2,0	1,7	3,1 m höher, bei
Vlissingen	51,4 »	3,6 »	1 25	4,7	3,8	Landwind 1,1 m
Antwerpen	51,2 »	4,4 »	4 25	5,1	4,4	weniger.
Ostende	51,2 »	2,9 »	0 25	4,9	4,0	
Frankreich.						
Dünkirchen	51,0 »	2,4 »	0 24	5,8	4,8	
Calais	51,0 »	1,8 »	11 44	6,9	5,8	Flutgröße 3,9
Boulogne s. M.	50,7 »	1,6 »	11 22	8,9	7,1	» 4,6 (Np.)
Dieppe	49,9 »	1,1 »	11 3	9,0	7,0	» 5,0 »
Havre	49,5 »	0,1 »	9 9	7,6	6,4	» 3,9 »
Rouen	49,4 »	1,0 »	1 53	7,6	6,5	
Cherbourg	49,7 »	1,6 W	7 56	6,3	4,9	» 2,6 »
St. Malo	48,6 »	2,0 »	6 00	12,3	9,4	» 5,1 »
Morlaix, Reede	48,7 »	3,9 »	4 53	7,3	5,5	» 3,7 »
Ouessant	48.5 »	5,1 »	3 46	5,9	4,2	
Brest	48,4 »	4,5 »	3 46	7,5	5,9	» 3,0 »

Ort	Geographische Lage Breite °	Länge °	Hafenzeit h m.	Hochwasserhöhe über Kartennull bei Springzeit m	Nippzeit m	Bemerkungen
Saint Nazaire	47,3 N	2,2 W	3 37	5,2	4,1	
La Rochelle	46,2 »	1,2 »	3 35	5,8	4,7	Flutgröße 2,4 (Np.)
Bordeaux	44,8 »	0,6 »	6 50	4,7	3,7	
Biarritz	43,5 »	1,6 »	3 52	4,0	3,0	
St. Jean de Luz	43,4 »	1,7 »	3 28	4,0	3,0	
Spanien und Portugal.						
San Sebastian	43,3 »	2,0 »	3 20	3,8	2,8	In den Häfen der
Bilbao, Barre	43,4 »	3,1 »	3 00	4,0	—	Nordküste Spaniens
Bilbao, Stadt	43,3 »	2,9 »	3 20	2,7	—	steigt das Wasser
Santander, Barre	43,4 »	3,8 »	3 00	3,6	2,9	bei heftigen Win-
Pravia, Barre	43,6 »	6,1 »	3 00	3,6 bis 3,9	2,2 bis 2,7	den aus SW—NW
Kap Finisterre	42,9 »	9,3 »	3 00	—	—	um 0,5 m höher und
Porto	41,2 »	8,7 »	2 30	3,0	2,4	bleibt um so viel
Lissabon	38,7 »	9,1 »	2 13	3,7	2,7	niedriger bei Win-
Cadiz	36,5 »	6,3 »	1 12	3,9	2,6	den aus entgegen-
Gibraltar	36,1 »	5,4 »	1 43	1,0	0,8	gesetzter Richtung.
Málaga	36,7 »	4,4 »	2 30	0,9	—	
Norwegen.						
Chistiansand	58,1 »	8,0 O	4 1	0,3	0,2	
Stavanger	59,0 »	5,7 »	9 54	1,0	0,8	
Bergen	60,4 »	5,3 »	10 25	1,4	1,0	
Christiansund	63,1 »	7,8 »	10 44	2,0	1,4	
Drontheim Bucht	63,4 »	10,0 »	11 12	—	—	
Drontheim	63,6 »	10,4 «	11 12	2,6	—	
Tromsö	69,7 »	19,0 »	1 14	2,4	1,9	
Hammerfest	70,7 »	23,7 »	1 10	2,7	2,3	
Vardö	70,4 »	31,1 »	5 41	2,0	—	
Großbritannien und Irland.						
Scilly In., Trescow	50,0 »	6,4 W	4 22	4,9	3,7	
Lands End, Longships Rock	50,1 »	5,7 »	4 30	6,1	4,3	
Plymouth Wellenbrecher	50,3 »	4,2 »	5 37	4,7	3,7	Flutgröße 2,3 (Np.)
Southampton	50,9 »	1,4 »	{10 30 / 0 45}	4,0	2,9	» 1,8 »
Dover	51,1 »	1,3 O	11 12	5,7	4,6	» 3,4 »
Sheerness	51,4 »	0,8 »	0 37	4,9	4,1	» 3,2 »
Woolwich	51,5 »	0,1 »	1 37	5,6	4,7	
Greenwich	51,5 »	0,0	1 43	5,8	4,6	
London Docks	51,5 »	0,0	1 53	6,3	5,3	
London Brücke	51,5 »	0,1 W	1 53	6,3	5,3	
Harwich, Hfn.	51,9 »	1,3 O	0 6	3,5	3,0	

Ort	Geographische Lage Breite °	Geographische Lage Länge °	Hafenzeit h m.	Hochwasserhöhe über Kartennull bei Springzeit m	Hochwasserhöhe über Kartennull bei Nippzeit m	Bemerkungen
Yarmouth, R.	52,6 N	1,7 O	9 15	1,8	1,4	
Humber Fl., Spurn Pt. .	53,6 »	0,1 »	5 26	5,7	5,1	Flutgröße 3,3 (Np)
» », Grims by .	53,6 »	0,1 W	5 36	5,8	5,2	» 3,4 »
» », Hull . . .	53,7 »	0,3 »	6 20	6,3	5,6	» 3,6 »
Tees Fl., Middlesborough	54,6 »	1,2 »	3 47	5,1	3,7	» 2,2 »
» », Stockton . . .	54,6 »	1,3 »	4 40	3,4	2,6	
West Hartlepool	54,7 »	1,2 »	3 28	4,5	3,5	» 2,4 »
Sunderland	54,9 »	1,4 »	3 22	4,4	3,3	» 2,4 »
Tyne Fl., Mdg.	55,0 »	1,4 »	3 18	4,6	3,2	» 2,4 »
» », Newcastle . .	55,0 »	1,6 »	3 32	4,7	3,6	
Dunbar	56,0 »	2,5 »	2 8	4,4	3,4	» 2,1 »
Leith	56,0 »	3,2 »	2 17	5,0	4,4	» 2,7 »
Tay Fl., Barre	56,4 »	2,7 »	2 6	4,9	4,1	
Dundee	56,5 »	3,0 »	2 32	4,4	3,5	» 2,6 »
Peterhead	57,5 »	1,8 »	0 34	3,5	2,8	» 2,1 »
Wick Hafen	58,4 »	3,1 »	11 22	3,0	2,2	
Firth of Clyde.						
Greenock	56,0 »	4,8 »	0 8	3,0	2,5	
Port Glasgow	55,9 »	4,7 »	0 18	2,7	—	
Lancaster	54,0 »	2,8 »	11 16	2,6	—	
Liverpool	53,4 »	3,0 »	11 23	8,7	6,6	
Cardiff	51,4 »	3,2 »	7 00	11,5 bis 12,1	8,9 bis 9,2	
Bristol	51,4 »	2,6 »	7 13	9,6	—	
Scilly In., St. Agnes . .	49,9 »	6,4 »	4 30	4,9	3,7	
Irland.						
Valentia	51,9 »	10,3 »	3 34	3,6	2,4	
Queenstown	51,8 »	8,3 »	5 1	3,6	2,8	
Kingstown.	53,3 »	6,1 »	11 12	3,4	2,7	
Dublin Barre, Poolbeg Leuchtturm	53,3 »	6,2 »	11 12	3,7 bis 4,3	2,7 bis 3,4	
Belfast	54,6 »	5,9 »	10 43	2,9	2,5	
Die Azoren.						
Flores und Corvo . . .	39,5 »	31,1 »	0 20	1,2	—	
Porto de S. Maria . . .	36,9 »	25,2 »	0 15	1,8	—	
Afrika, Westküste.						
Tanger	35,8 »	5,8 »	1 42	2,5	1,5	
Kap Verde	14,8 »	17,6 »	7 43	1,5	—	
Sierra Leone Fl.	8,5 »	13,2 »	7 21	3,7	2,4	
Kap Palmas	4,4 »	7,7 »	4 30	1,2	—	
Lome	6,1 »	1,2 O	4 2	1,5	1,0	
Bibundi	4,2 »	9,0 »	4 28	2,0	—	

Ort	Geographische Lage		Hafenzeit	Hochwasserhöhe über Kartennull bei		Bemerkungen
	Breite	Länge		Springzeit	Nippzeit	
	°	°	h m.	m	m	
Victoria	4,0 N	9,2 O	4 30	2,0	1,6	
Duala	4,0 »	9,7 »	5 43	2,0	1,0	
Fl. Kamerun	3,9 »	9,6 »	5 30	2,6	1,8	
Kap Lopez	0,6 S	8,7 »	4 30	1,2 bis 1,8	—	
S. Paul de Loanda	8,8 »	13,2 »	3 48	1,4	—	
Swakopmund	22,7 »	14,5 »	3 20	0,8	—	
Lüderitz Bucht	26,6 »	15,2 »	2 28	2,0	0,6	
Tafel Bucht	33,9 »	18,5 »	2 40	1,5	1,1	
Inseln.						
Madeira, Funchal	32,6 N	16,9 W	0 48	2,1	—	
Tenerife, S. Cruz	28,5 »	16,2 »	1 30	2,4	1,8	
St. Helena, James Bucht	15,9 S	5,7 »	3 11	0,9	—	
Nord-Amer ka. (Atlantischer Ozean.) St. Lorenz-Fluß.						
Pt. de Monts	49,3 N	67,4 »	0 00	3,7	1,9	
Quebec	46,8 »	71,2 »	6 38	5,5	4,0	
Fundy Bai, Neu-Schottland und Neu-Braunschweig.						
East Sandy Cove	44,5 »	66,1 »	10 33	6,6	5,5	
Port George	45,0 »	65,2 »	11 17	9,8	8,6	
Horton Bluff	45,1 »	64,2 »	0 30	14,6	12,2	
Noel Bucht	45,3 »	63,8 »	0 41	15,4	13,3	
Vereinigte Staaten. Ostküste.						
Boston, Leuchtf.	42,3 »	70,9 »	11 6	3,6	2,9	
» , Stadt	42,4 »	71,1 »	11 36	3,7	3,0	
Sandy Hook	40,5 »	74,0 »	7 43	1,8	1,4	
New York, Governors J.	40,7 »	74,0 »	8 16	1,8	1,4	
Philadelphia	40,0 »	75,1 »	1 22	2,1	1,8	
Baltimore	39,3 »	76,6 »	6 24	0,4	—	
Charleston	32,8 »	79,9 »	7 17	1,7	1,4	
Kap Florida	25,7 »	80,2 »	8 17	0,6	—	
Key West, Fort Taylor	24,6 »	81,8 »	9 13	0,5	—	
Golf von Mexiko.						
Galveston	29,4 »	94,8 »	4 45	0,3	—	
Caledonia	8,9 »	77,7 »	11 40	0,5	0,3	
Cuba.						
La Habana	23,1 »	82,4 »	8 14	0,6	—	

Ort	Geographische Lage		Hafenzeit	Hochwasserhöhe über Kartennull bei		Bemerkungen
	Breite	Länge		Springzeit	Nippzeit	
	°	°	h m.	m	m	
Haïti.						
Porto Rico	18,5 N	66,1 W	8 21	0,4	—	
Süd-Amerika, Nordküste.						
Cartagena	10,4 »	75,6 »	11 00	0,5	0,3	
Süd-Amerika, Ostküste.						
Paramaribo	6,0 »	55,2 »	7 00	—	—	
Pernambuco	8,1 S	34,9 »	4 40	2,1 bis 2,8	1,7 bis 2,0	
Rio de Janeiro	22,9 »	43,2 »	3 00	1,2	0,9	
Montevideo	34,9 »	56,2 »	2 30	0,8	—	
Buenos Aires	34,6 »	58,4 »	6 00	0,9	—	
Afrika.						
Algoa Bucht, Port Elizabeth	34,0 »	25,6 O	3 20	1,8	—	
Port Natal	29,9 »	31,1 »	4 30	1,8	—	
Dar es salaam	6,8 »	39,3 »	4 20	3,5 bis 4,0	2,5	
Tanga Bucht	5,0 »	39,2 »	4 00	3,6	2,1	
Kap Guardafui	11,9 N	51,2 »	6 15	1,8	—	
Mittelmeer.						
Port Said	31,3 »	32,3 »	10 00	0,4	0,2	
Rotes Meer.						
Suez Docks	29,9 »	32,6 »	11 59	2,1	1,2	
Golf von Cambay.						
Bombay	18,9 »	72,8 »	11 35	4,4	2,3 bis 3,8	
Ceylon.						
Colombo	6,9 »	79,8 »	1 50	0,6	—	
Bai von Bengalen.						
Madras	13,1 »	80,3 »	9 1	1,1	0,7	
Calcutta	22,6 »	88,3 »	1 53	5,2	3,7	
Rangun	16,8 »	96,2 »	4 42	7,3	4,3	
Malakka Straße.						
Singapore	1,3 »	103,9 »	10 35	2,4	1,5	
China, Ostküste.						
Shanghai	31,2 »	121,5 »	1 30	3,0	2,1	
Tsingtau	36,1 »	120,3 »	4 55	3,9	3,2	
Japan.						
Nagasaki	32,8 »	129,9 »	8 11	3,4	2,2	
Yokohama	35,4 »	139,6 »	5 45	2,2	1,4	

Ort	Geographische Lage Breite °	Länge °	Hafenzeit h m.	Hochwasserhöhe über Kartennull bei Springzeit m	Nippzeit m	Bemerkungen
Australien.						
Sidney	33,9 S	151,2 O	8 39	0,8	—	
Brisbane	27,5 »	153,1 »	11 00	2,0	—	
Port Adelaide	34,8 »	138,5 »	5 10	2,6	1,5	
Melbourne, b. d. Brücke.	37,8 »	145,0 »	2 48	0,8	0,6	
Neu-Seeland.						
Auckland, Hafen	36,8 »	174,8 »	7 6	3,4	2,8	
Neu-Guinea.						
Holz-Hafen, Neu-Mecklenburg	2,8 »	151,0 »	2 50	1,1	—	
Feuerland.						
Kap Horn	56,0 »	67,3 W	3 40	2,7	—	
Chile und Peru.						
Valdivia	39,8 »	73,3 »	11 35	1,7	—	
Valparaiso	33,0 »	71,6 »	9 32	1,5 bis 1,8	—	
Iquique	20,2 »	70,2 »	8 45	1,2	—	
Columbia.						
Panamá Reede	8,9 N	79,5 »	3 50	4,6 bis 6,7	3,0 bis 4,8	

Bisher war vorausgesetzt worden, daß das fluterzeugende Gestirn in der Äquatorebene stehe. Das ist aber nur vorübergehend der Fall, im allgemeinen kulminiert es vielmehr nördlich oder südlich vom Äquator. Hat es z. B. nach Fig. 161 eine nördliche Deklination δ, dann treten zwei Änderungen ein:

1. Die Fluthöhe ist bei der oberen Kulmination (für den Punkt a) größer als bei der unteren (für den Punkt a_2).

2. Die Zeit des Niedrigwassers liegt nicht mehr in der Mitte zwischen zwei Hochwasserzeiten, da der Bogen aa_1 größer ist als der Bogen $a_1 a_2$.

Es finden daher an allen Orten, die nicht auf dem Äquator liegen, an jedem Tage zwei Tiden von ungleicher Höhe und Dauer statt. Diese Erscheinung nennt man **tägliche Ungleichheit der Tiden.**

Für die Sonne erreicht die Deklination δ ihren Größtwert zu den Zeiten der Sonnenwenden am 21. Juni und am 21. Dezember. Dadurch entsteht eine halbjährige Schwankungsperiode in der täglichen Ungleichheit. Der Mond geht in ungefähr $27^1/_4$ Tagen zweimal durch den Äquator, ruft also zunächst eine 14tägige Schwankungsperiode der täglichen Ungleichheit hervor, die sich daher mit der halbmonatlichen fast deckt. Außerdem aber schwankt der größte Wert der Monddeklination δ_1 in den einzelnen Jahren je nach der Lage der Mondbahn zur Ekliptik. Die Schiefe der Ekliptik ist $= \omega = 23^\circ 27{,}3'$, die Neigung der Mondbahn gegen die Ekliptik $= i = 5^\circ 8{,}8'$. Der Wert δ_1 schwankt also zwischen $28^\circ 36'$ und $18^\circ 18{,}5'$, er nimmt während einer Periode von 9 Jahren stetig zu und während weiterer 9 Jahre ebenso wieder ab.

Nun ist die fluterzeugende Kraft von Sonne und Mond abhängig von der **dritten** Potenz der Entfernung, mithin erzeugen die infolge der elliptischen Bahnen der Erde und des Mondes eintretenden Änderungen des Abstandes beider Gestirne von der Erde eine weitere periodische Veränderung in der Höhe der Tiden.

In der halbjährigen Periode von der Sonnenferne zur Sonnennähe — vom 2. Juli bis zum 2. Januar — wird die fluterzeugende Kraft von 100 bis auf 110,6 verstärkt oder die Höhe der Sonnenflut schwankt von 233,9 bis zu 258,6 mm.

Beim Monde hingegen schwankt die Fluthöhe von 465,5 mm bei der Erdferne, bis auf 647,7 mm bei der Erdnähe in der Periode von $27^1/_2$ Tagen.

Diese Veränderungen faßt man unter dem Namen der **parallaktischen Ungleichheit** zusammen.

Auf diese Weise lassen sich zwar nach der Newtonschen Theorie die hauptsächlichen Erscheinungen des Flutphänomens leicht erklären, aber das Problem der Ge-

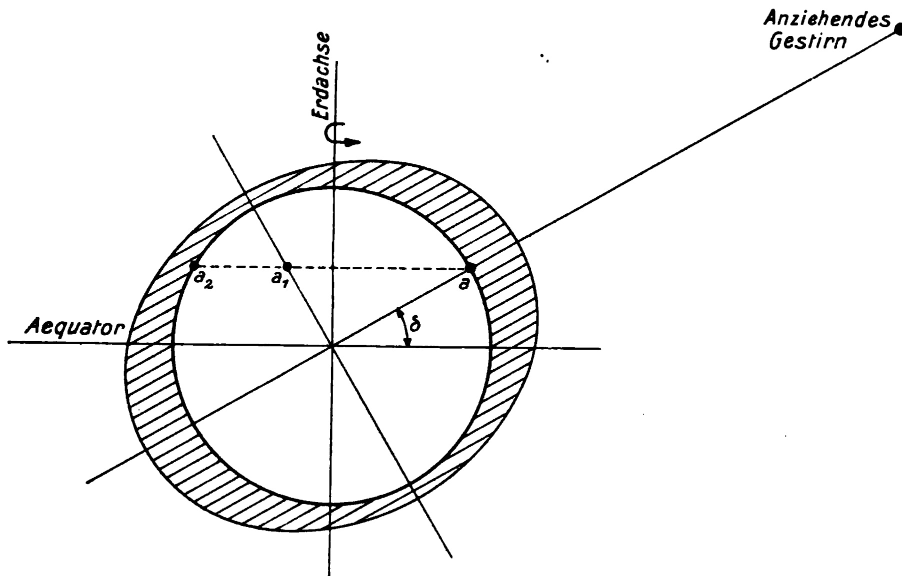


Fig. 161. Vertikalschnitt.

zeiten ist kein statisches, wie es **Newton** auffaßte, sondern ein hydrodynamisches, wie es zuerst von **Laplace** aufgefaßt wurde, der als Erster die Fluterscheinung richtig als **Wellenbewegung** erkannte.

Unter der bisher gemachten Voraussetzung, daß die ganze Erdoberfläche mit einer zusammenhängenden Wasserhülle bedeckt sei, würde die Flutwelle in etwa 25 Stunden um die ganze Erde von Ost nach West fortschreiten. Sie würde eine außerordentlich flache Welle darstellen, deren Länge gleich dem vierten Teile des Erdumfanges und deren Höhe etwa 1 m betragen würde. In Wirklichkeit wird aber die Wasserhülle durch die Festländer unterbrochen. Hieraus und aus der unregelmäßigen Gestalt und veränderlichen Tiefe der Weltmeere ergibt sich schon die Unmöglichkeit, eine vollständige Theorie der wirklichen, an den Küsten beobachteten Fluterscheinungen zu geben, wenn auch in neuerer Zeit Forscher wie **Airy**, **Ferrel** und **Börgen** sehr wichtige Beiträge zur Erklärung der tatsächlichen Fluterscheinungen geliefert haben.

Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle.

Da bei der Flutwelle stets die Bedingung

$$H < \frac{L}{25}$$

erfüllt wird, so gilt für sie die Gl. (103) des Ersten Teiles

$$V = \sqrt{gH}.$$

Beziehung zwischen der Fluthöhe und der Meerestiefe.

Nach Gl. (100) des Ersten Teiles ist in Wasser von unendlicher Tiefe die Energie einer Schwingungswelle

$$E = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V^2.$$

Unter der erlaubten Voraussetzung, daß die die Flutwelle erzeugende vereinte Wirkung von Mond und Sonne gleichbleibend sei, ist die der Flutwelle mitgeteilte Energie unabhängig von der Geschwindigkeit ihres Fortschreitens. Wenn daher die Flutwelle infolge örtlicher Einflüsse schneller oder langsamer fortschreitet, dann vermindert oder vermehrt sich ihre Höhe im umgekehrten Verhältnisse. Aus der Beziehung

$$\frac{Vh}{2} = \text{konst.},$$

die die Erhaltung der Wellenenergie zum Ausdruck bringt, ergibt sich in Verbindung mit Gl. (103) des Ersten Teiles

$$\frac{h}{2}\sqrt{H} = \text{konst.} \tag{28}$$

Die Fluthöhe würde somit an jedem Orte unter sonst gleichen Umständen umgekehrt proportional sein der Quadratwurzel aus der Meerestiefe.

Nach Comoy [26] ergibt vorstehende Formel für den Wert 20 der Konstanten eine genügend genaue Übereinstimmung sowohl mit den in Seichtmeeren beobachteten Fluthöhen als auch mit den wenigen Angaben, die man über die Fluthöhen inmitten der Ozeane besitzt.

Tideströmungen.

Die Ausbreitung der Flutwelle bedingt ein gewisses Fortschieben der Wasserteilchen in wagerechter Richtung, wodurch abwechselnd Flut- und Ebbeströmungen entstehen.

Ist U die mittlere Geschwindigkeit dieser Strömung und h die im Verhältnis zur Wassertiefe H als klein vorausgesetzte Wellenhöhe, dann besteht zwischen diesen beiden Größen die angenäherte Beziehung der Gl. (50), Erster Teil,

$$HU = \frac{h}{2} V,$$

die ja nichts anderes aussagt, als daß das Volumen der Wassermasse konstant bleibt.

In Verbindung mit Gl. (49), Erster Teil, erhält man

$$U = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{g}{H}} = 1{,}565\, h \sqrt{\frac{1}{H}}. \tag{29}$$

Im Ozean, wo die Flutwelle ungehindert fortschreiten kann, ist die Strömungsgeschwindigkeit U für einen und denselben Ort in jedem Augenblicke zwar eine verschieden große, aber zugleich ein und dieselbe auf der ganzen Wassertiefe. So hat

z. B. der Admiral Edward Belcher festgestellt, daß auf hoher See beim Kap Verde (Küste von Senegal) die Strömung bis zu 925 m Tiefe die gleiche Geschwindigkeit hatte wie an der Oberfläche.

Da, wie die Wellentheorie zeigt, die Wasserteilchen im Wellenberge — über dem Mittelwasser — sich mit der Richtung der Welle bewegen, im Wellental — unter dem Mittelwasser — aber der fortschreitenden Welle entgegen, so muß die Strömungsgeschwindigkeit U, durch Null hindurchgehend, ihren Sinn in halber Fluthöhe oder bei Mittelwasser ändern. Die Strömungsgeschwindigkeit erreicht andererseits ihre Größtwerte bei Hochwasser und bei Niedrigwasser.

Die Tideströmung heißt Flutstrom, wenn ihr Bewegungssinn mit dem Sinne des Fortschreitens der Welle übereinstimmt, Ebbestrom, wenn das Gegenteil der Fall ist.

Wie Gl. (29) lehrt, ist diese Strömung sehr schwach bei großer Meerestiefe, nimmt aber an Stärke zu mit abnehmender Tiefe. In dem Zeitpunkte, wo die Flut- und Ebbeströmungen gleich Null werden, um bald darauf sich in entgegengesetzte

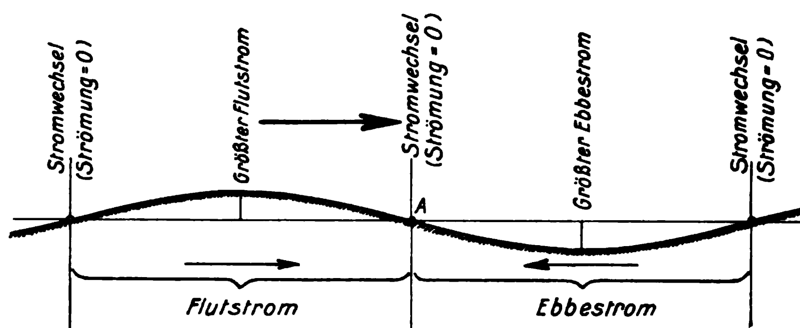


Fig. 162.

Strömungen umzusetzen oder zu kentern, hat man den sogen. Stromwechsel. Im offenen Meere treten die Stromwechsel bei halber Fluthöhe oder bei Mittelwasser ein. Fig. 162 stellt die Tideströmungen im offenen Meere dar. Für sie gelten also die Sätze:

1. Flutstrom läuft etwa 3,1 Stunden vor bis 3,1 Stunden nach Hochwasser.
2. Ebbestrom » » 3,1 » » » 3,1 » » Niedrigwasser.

Während des Fortschreitens der Welle wird ein Wasserteilchen A von dem Zeitpunkt an, in dem es sich in der gezeichneten Lage befindet, bis zu dem Zeitpunkt, in dem es sich wieder in Mittelwasserhöhe befindet, um eine gewisse Strecke l in der Richtung des Fortschreitens mit der mittleren Geschwindigkeit U des Flutstromes wagerecht verschoben. Somit ist die Zeit zwischen den beiden Zeitpunkten

$$t = \frac{l}{U}.$$

Andererseits hat in der gleichen Zeit die Welle die Strecke $\frac{L}{2} + l$ mit der Geschwindigkeit V zurückgelegt, wenn $\frac{L}{2}$ die halbe Wellenlänge bezeichnet. Daher ist auch

$$t = \frac{\frac{L}{2} + l}{V}$$

und deshalb

$$l = \frac{LU}{2(V - U)}$$

oder, da

$$U = \frac{h}{2}\sqrt{\frac{g}{H}} \quad \text{und} \quad V = \sqrt{gH},$$

$$l = \frac{Lh}{2(2H - h)}. \tag{30}$$

In Wirklichkeit rufen die Einwirkungen der Küsten und des Meeresbodens Störungen hervor, die sich entweder in einer Verspätung oder aber in einer Verfrühung des Stromwechsels zeigen, stets aber an ein und demselben Orte die gleiche Größe haben.

Eine andere Ursache der Störung wird durch die Durchkreuzung der Hauptwelle mit einer anderen Nebenwelle erzeugt, und zwar entweder durch die Zurückwerfung der ersteren vor einer Steilküste oder, was häufiger der Fall ist, durch das Einlaufen der Hauptwelle in einen Raum, der sie zu einer geschlossenen Kreisbewegung veranlaßt.

Auch das Kentern der Strömung erfolgt in Wirklichkeit nicht gleichzeitig in der ganzen Wassertiefe einer Lotrechten, vielmehr haben die Beobachtungen ergeben, daß es stets in dem unteren Teile beginnt, und zwar um so früher, je seichter das Meer und je näher die Küste ist: eine Erscheinung, die offenbar der Reibung an der Sohle und an den Ufern zuzuschreiben ist, so daß hier die Strömungsgeschwindigkeiten rascher zu Null werden als an der Oberfläche und im offenen Meere. Dieses Voreilen des Kenterns hebt also die Gleichförmigkeit der Geschwindigkeiten in einer und derselben Lotrechten auf. Da die Strömung in den unteren Schichten früher kentert als in der Nähe der Oberfläche, so treten in jeder Tide während einer gewissen Zeit in der gleichen Lotrechten zwei übereinanderliegende Strömungen von entgegengesetzter Richtung auf: das Kentern beginnt an der Sohle und schreitet von hier allmählich bis zur Oberfläche hinauf. Erst dann, wenn die Strömung ihren Größtwert ungefähr erreicht hat, ist sie auf der ganzen Tiefe angenähert die gleiche, also bei Hochwasser und bei Niedrigwasser.

Eine gleichgeartete Erscheinung zeigt sich in wagerechtem Sinne in der Nähe der Küsten. Ebenso wie die Strömung zu verschiedenen Zeiten in der gleichen Lotrechten kentert, kentert sie auch zu verschiedenen Zeiten auf einer gleichen Wagerechten, die senkrecht auf der Richtung des Fortschreitens der Welle steht. Das veranlaßt Gegenströmungen längs der Küsten, die ihrem Wesen nach denen auf der Meeressohle sich bildenden entsprechen, und die, übrigens durch die Unregelmäßigkeit der Küstenlinien beeinflußt, die mannigfaltigsten Formen und Geschwindigkeiten annehmen können.

Außerdem wird durch die Nähe der Küsten die Fortschreitung der Flutwelle erheblich beeinflußt. In einer sich verengenden Bucht ruft die gleichbleibende Wellenenergie, indem sie stetig abnehmenden Wassermassen mitgeteilt wird, eine stetige Erhöhung der Schwingungen hervor. Die Reibungswiderstände andererseits, die mit den Strömungsgeschwindigkeiten wachsen, verzehren einen außerordentlich rasch zunehmenden Anteil dieser Energie, so daß aus diesen beiden einander entgegenarbeitenden Ursachen die verschiedenartigsten Wirkungen hervorgehen können.

In der Regel vollzieht sich allerdings der Ausgleich in einer Vergrößerung der Fluthöhe, und deshalb treten in solchen Buchten Flutwellen auf, deren Höhen und Fortschreitungsgeschwindigkeiten erheblich größer sind als wie sie sich aus der Gl. (103),

Erster Teil, ergeben würden, die ja eigentlich nur für gleichmäßige Wassertiefe anwendbar ist. So erreicht z. B. in der Fundy-Bucht die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle 81 m/Sek., der nach Gl. (103) eine Wassertiefe von 657 m entsprechen würde, während die wirkliche mittlere Wassertiefe erheblich kleiner als 100 m ist. Gleichzeitig wächst die mittlere Flutgröße auf der etwa 380 km langen Strecke von der Mündung bis zum Ende der Bucht von 2,3 m auf 13,5 m.

Man darf daher nicht erwarten, daß die Ergebnisse von theoretischen Betrachtungen, die nur unter gewissen Voraussetzungen möglich sind, mit den tatsächlichen Erscheinungen der Flutwelle übereinstimmen, um so weniger, als die Beobachtungen nur in der Nähe der Küsten angestellt werden können. Hier verliert die Flutwelle mehr und mehr die Eigenschaften einer periodischen Welle und nimmt mehr und mehr die Eigenart einer Übertragungswelle an.

Während im freien Ozean der Stromwechsel zur Zeit der mittleren Fluthöhe stattfindet, muß vor einer die Welle vollständig zurückwerfenden Küste, da sich dann eine stehende Welle bildet, zu den Zeiten der größten Hebung und Senkung die Horizontalbewegung verschwinden, Flutstrom daher laufen, solange das Wasser steigt, und Ebbestrom, solange das Wasser fällt.

Nun findet wegen der Reibung im flachen Wasser keine vollständige Zurückwerfung der Welle statt, es kommt daher auch keine stehende Welle rein zur Erscheinung. Es bildet sich vielmehr stets eine stehende Welle im Zusammenhang mit einer fortschreitenden. Ferner tritt in flachem Wasser eine Welle von vierteltägiger Periode auf, die sich mit der halbtägigen vereinigt und die Strömungen beeinflußt. Diese vierteltägige Welle hat, wenn sie eine im Verhältnis zur halbtägigen Welle große Anschwellung erreicht, einen langen Stillstand des Hochwassers zur Folge, wie in Havre, oder ein Doppelhochwasser, wie in Solent und an der holländischen Küste; endlich wirkt sie auch ein auf die ungleiche Dauer des Fallens und Steigens des Wassers in den Flußmündungen.

Die Stromwechselzeiten werden ferner beeinflußt von der Gestalt der Küste, von ihrer Lage zum offenen Meer und von den Tiefenverhältnissen vor der Küste. So sind tatsächlich zur Zeit des Hochwassers alle Stromphasen zwischen stärkstem Flutstrom und Stillwasser möglich. Aus der Kenntnis der Hochwasserzeit allein kann daher bezüglich der Stromverhältnisse höchstens gefolgert werden, daß dann noch kein Ebbestrom läuft. Die Gründe für das tatsächliche Verhalten der beobachteten Tideströmungen können nur mit Hilfe eines in jedem Sonderfalle anzustellenden eingehenden Studiums des in Frage stehenden Meeres- und Küstengebietes klar erkannt werden.

Um einige Beispiele anzuführen, so sei zunächst erwähnt, daß bei Cuxhaven der Stromwechsel etwa 1 St. 30 Min. nach Niedrigwasser und 1 St. 25 Min. nach Hochwasser eintritt, während er bei Westerland auf Sylt und über den Watten der friesischen Küste gerade mit Hoch- und Niedrigwasser zusammenfällt.

Krümmel führt nach Comoy folgendes Beispiel an: Am 1. und 23. März 1877 wurden in Port-en-Bessin (Seine-Bucht) sowohl am Hafendamm als auch an zwei Punkten in See gleichzeitig Strombeobachtungen angestellt, die ergaben, daß der Flutstrom kenterte am

1. März (Springtide)		23. März (taube Tide)	
im Hafen	um $10^h\ 7^m$ Vorm.	im Hafen	um $2^h 45^m$ Nachm.
400 m seewärts	» 11 15 »	300 m seewärts	» 3 30 »
1000 m »	» 11 50 »	1000 m »	» 4 50 »

Der Ebbestrom kenterte am 23. März (taube Tide)
im Hafen um $9^h\ 5^m$ Nachm.
200 m seewärts » 10 5 »
1500 m » » 10 45 »

Also: je weiter seewärts, desto später kenterte der Strom. Im Hafen selbst erfolgte das Kentern des Flutstromes genau gleichzeitig mit Hochwasser und das des Ebbestromes genau gleichzeitig mit Niedrigwasser.

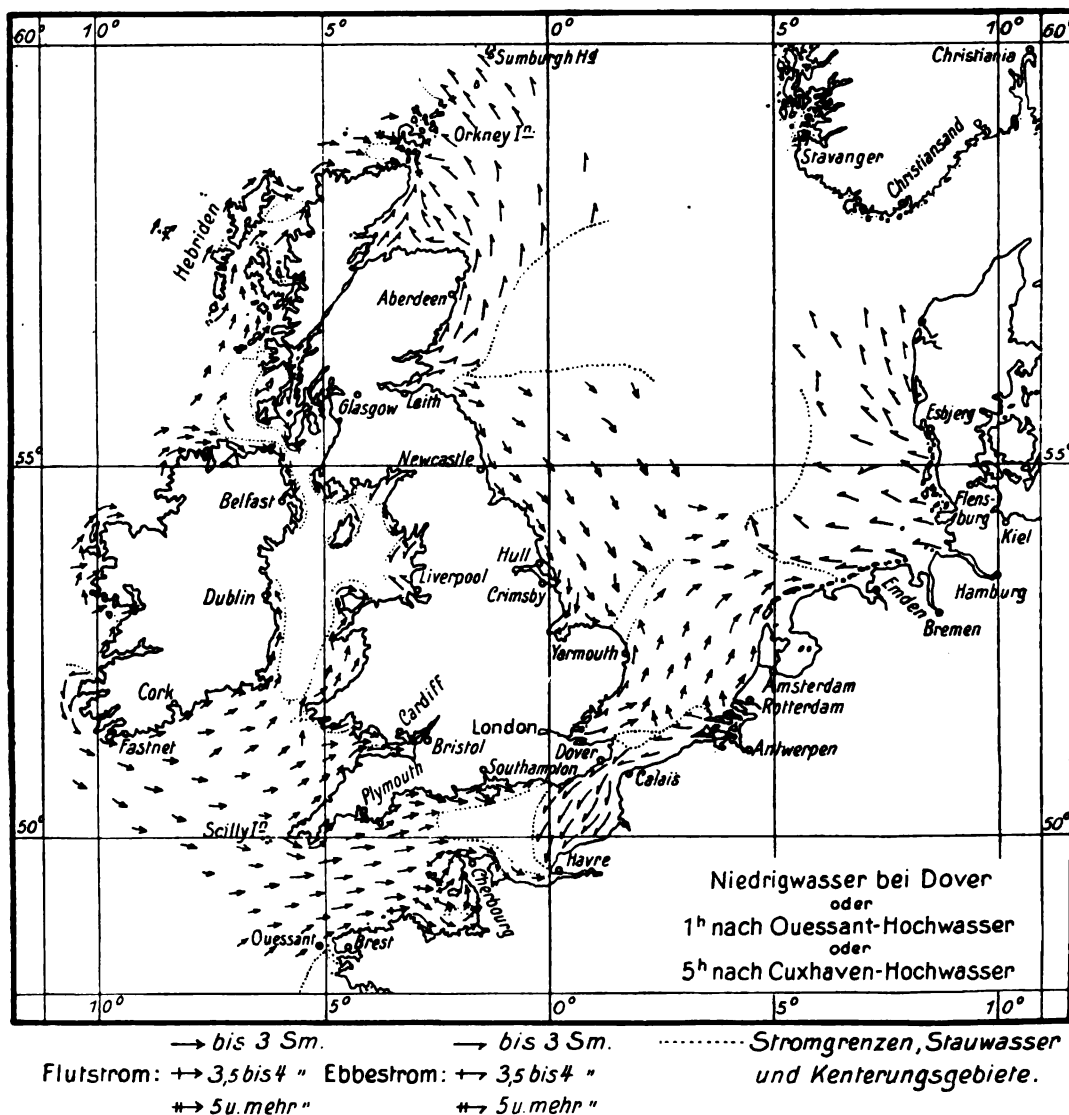


Fig. 163.

In Sunderland (englische Ostküste) kentert der Tidestrom 1,6 km seewärts von der Küste 1 Stunde nach Hoch- und Niedrigwasser, in 6 bis 8 km Abstand von der Küste aber 3 Stunden nach Hoch- und Niedrigwasser, während am Strande selbst das Kentern mit den Zeiten des Hoch- und Niedrigwassers zusammenfällt.

Über den Verlauf der Tideströmungen in der Nordsee usw. bei Hoch- und Niedrigwasser in Dover geben die den Gezeitentafeln für das Jahr 1912 entnommenen Figuren 163 und 164 Aufschluß.

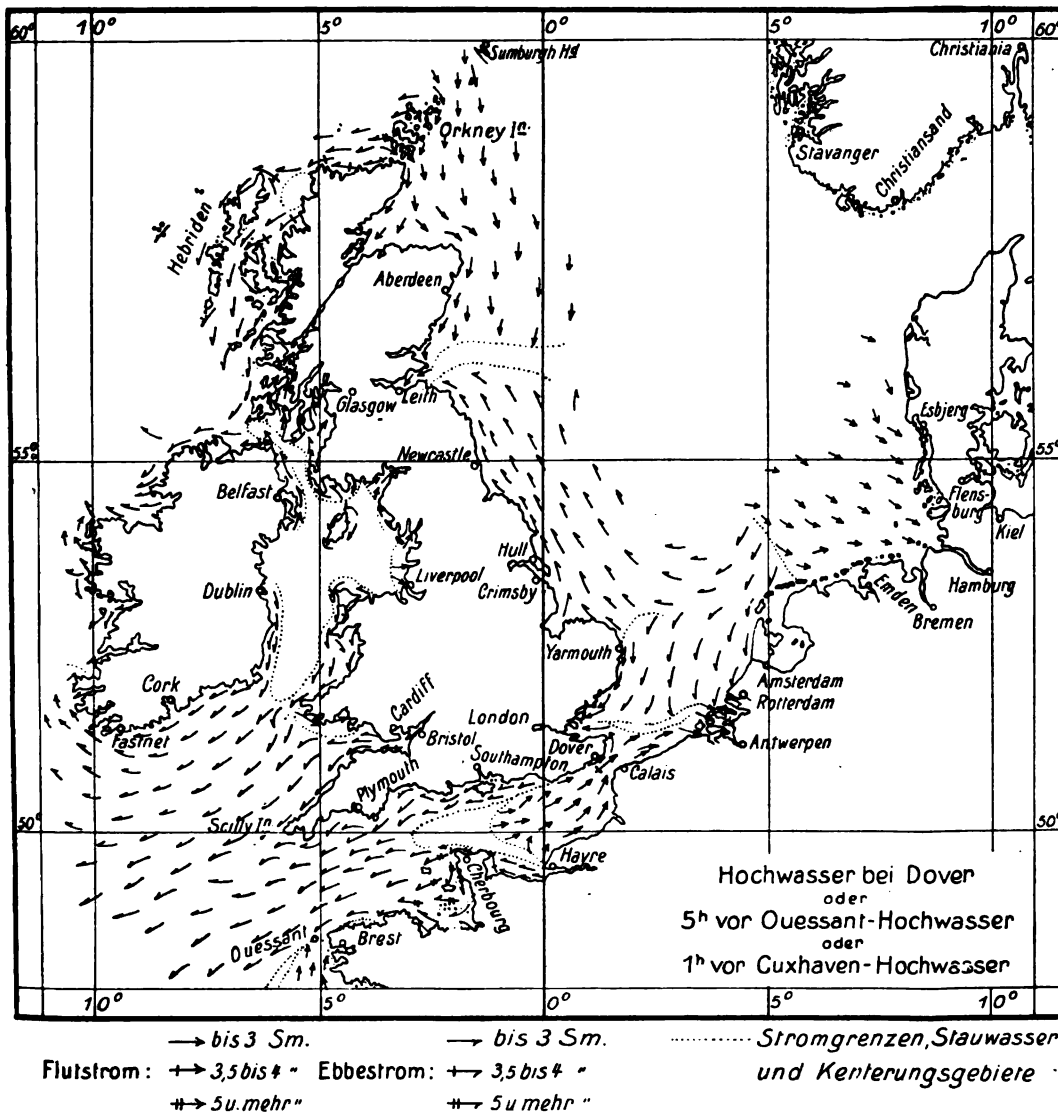


Fig. 164.

Flutkurve und Flutwelle.

Stellt man für einen bestimmten Ort die Gezeitenbewegungen zeichnerisch dar, indem man die Zeiten t als Abszissen und die zugehörigen Wasserstände y als Ordinaten aufträgt, dann erhält man eine Kurve

$$y = f(t),$$

welche die allgemeine Form einer Sinuslinie hat: das ist die Flutkurve.

Hat man auf diese Weise für viele Orte die der gleichen Tide entsprechenden Flutkurven gefunden, so ergibt sich aus diesen die Flutwelle, wenn man die gleichen Zeiten entsprechenden Wasserstände durch eine stetig gekrümmte Linie miteinander verbindet. Die Flutwelle, die daher ein Augenblicksbild darstellt, hat die Gleichung

$$y = f(x),$$

wenn die gegenseitigen Ortsabstände x als Abszissen aufgetragen werden.

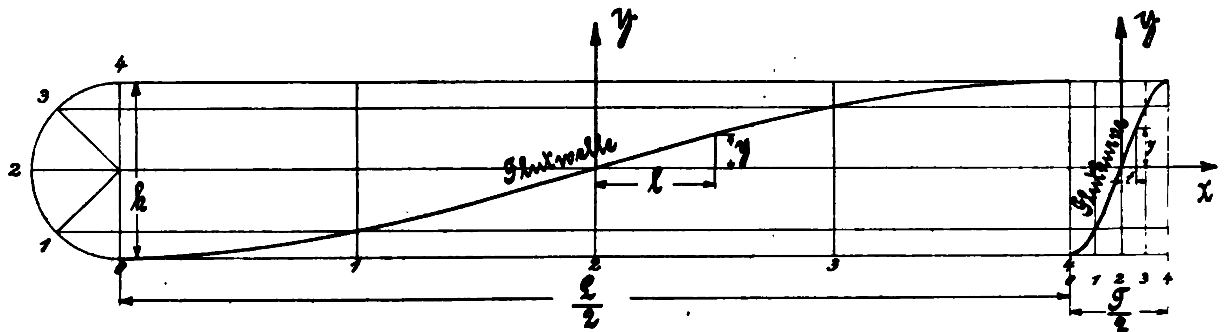


Fig. 165. Die fehlenden rechten Kurvenzweige sind Spiegelbilder der gezeichneten. (Nur für das freie Meer gültig!)

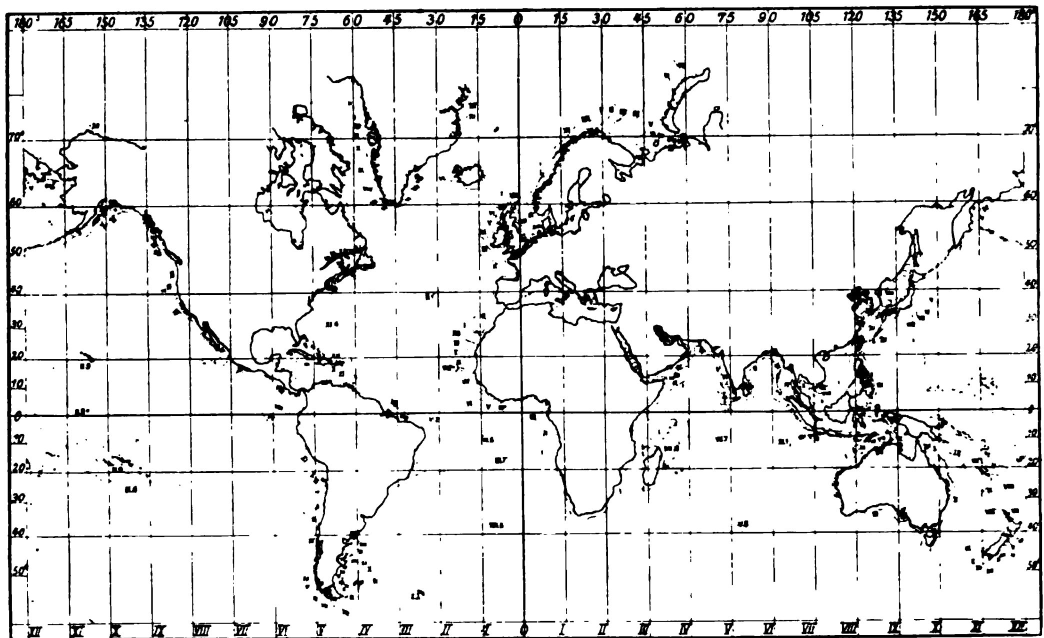


Fig. 166.

Im offenen Meere haben beide Kurven die Gestalt einer regelmäßigen Sinuslinie. Wenn man, Fig. 165, einen Halbkreis von dem Durchmesser h, gleich der Wellenhöhe oder gleich der Flutgröße, in die gleiche Anzahl gleicher Teile teilt wie die halbe Wellenlänge $\frac{L}{2}$ und wie die halbe Flutperiode $\frac{T}{2}$, dann erhält man in ersterem Falle

die halbe Flutwelle und in letzterem die halbe Flutkurve, deren Gleichungen für das gewählte Koordinatensystem lauten:

$$y = \frac{h}{2} \sin \frac{2\pi l}{L}$$

und

$$y = \frac{h}{2} \sin \frac{2\pi t}{T}.$$

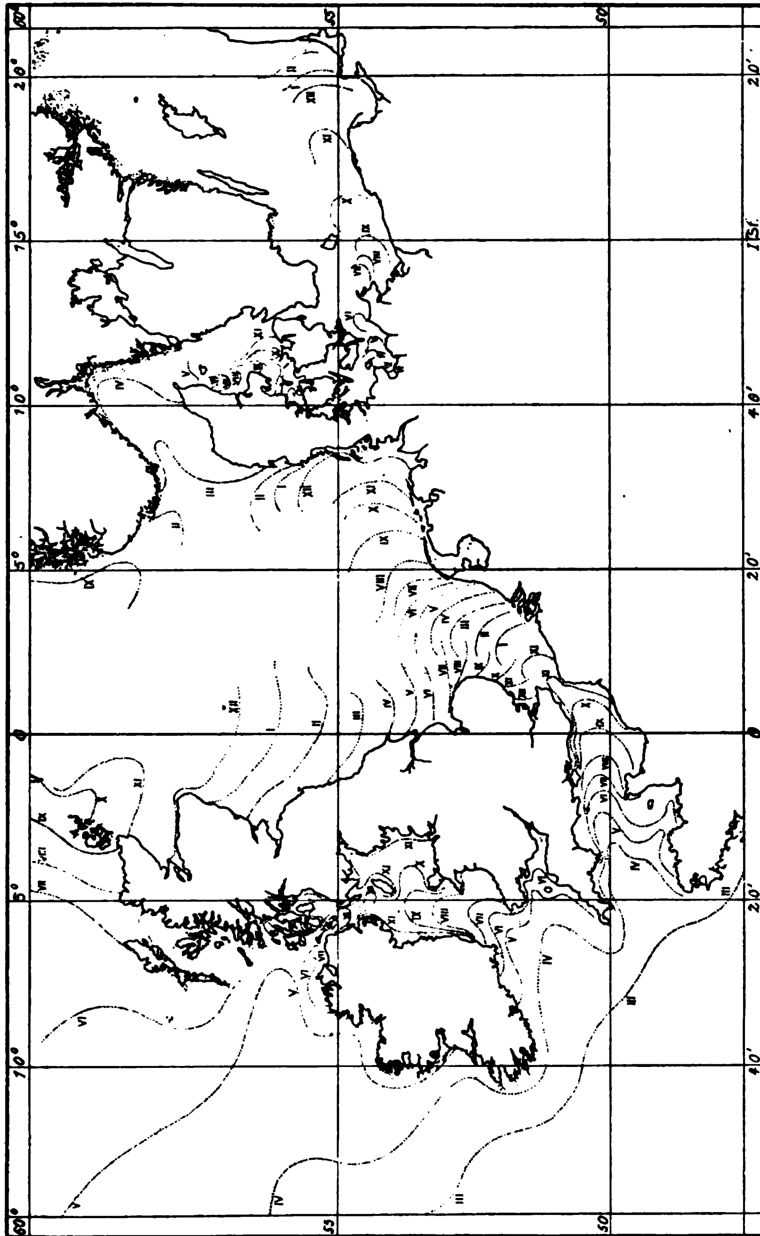


Fig. 167.

Im offenen Meere, aber nur dort, stellt also die Flutkurve die Flutwelle dar, wenn man die Endpunkte der ersteren um die Wellenlänge L voneinander entfernt denkt.

Flutkurve und Flutwelle müssen ihre symmetrische Gestalt verlieren, sobald sich der Fortpflanzung der Welle Hindernisse entgegenstellen, insbesondere dann, wenn die Wassertiefe abnimmt, was ja im allgemeinen bei der Annäherung an die Küste stattfindet. Bei abnehmender Wassertiefe macht sich die bremsende Wirkung der Meeres-

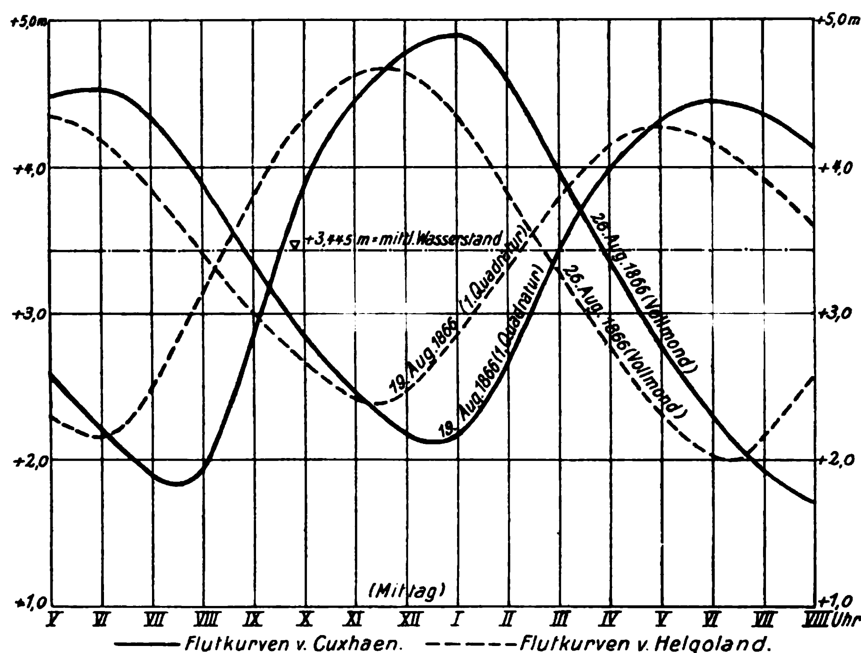


Fig. 168.

sohle mehr und mehr geltend: der Fußpunkt der Welle bleibt zurück, der Wellenscheitel eilt vor, die Welle wird an ihrem vorderen Abhange steiler, auf ihrer hinteren Seite flacher. Bei ungeänderter Periode erfolgt daher auch das Steigen des Wassers in kürzerer Zeit, das Fallen in längerer als vorher in der ungestörten Welle: auch die

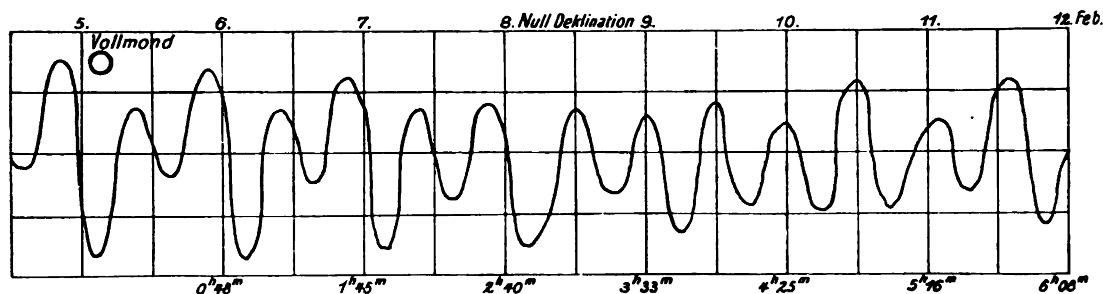


Fig. 169. Die tägliche Ungleichheit der Fluten bei San Franzisko.

Flutkurve wird mehr und mehr unsymmetrisch, indem ihr steigender Zweig steiler, ihr fallender flacher wird. Sie ändert also gerade in umgekehrter Weise ihre Form wie die Flutwelle. Gleichzeitig wird die Flutwelle höher und der Stromwechsel erfolgt in immer kürzerer Zeit nach Hoch- und Niedrigwasser, um dort mit diesen Grenzwasserständen zusammenzufallen, wo die Welle auf die Küste trifft.

Die Linien, welche die Orte miteinander verbinden, die von dem Scheitel der Flutwelle gleichzeitig erreicht werden, heißen Flutstundenlinien oder Hochwasserlinien. Die Seekarten enthalten die für die Schiffahrt besonders wichtigen Hochwasserlinien bei Neu- oder Vollmond, welche als solche den Gang der Hafenzeiten veranschaulichen. Die Figuren 166 und 167 geben diese von Whewell konstruierten »cotidal lines« wieder, die, trotzdem sie naturgemäß noch manche Willkürlichkeiten insbesondere dort enthalten, wo sie sich von den Küsten entfernen, doch in Verbindung mit der vorher gegebenen Tafel der Hafenzeiten eine gute Vorstellung von dem Verlaufe der Hochwasserlinie bei Neu- oder Vollmond geben.

Einige Beispiele von aufgezeichneten Flutkurven mögen hier folgen. Fig. 168 zeigt (nach Krümmel-Lentz) normale Flutkurven. Am 19. August war fast taube Flut, am 26. August fast Springflut. An beiden Tagen herrschte Windstille.

Fig. 169 gibt nach [14] die Aufzeichnungen des Flutmessers in Rincon Point, San Franzisko, vom 5. bis 12. Februar 1854 wieder. Die größte südliche Deklination des Mondes trat schon zwischen dem 1. und 2. Februar ein, aber die tägliche Ungleichheit tritt auch noch deutlich am 5., 6. und 7. Februar hervor. Am 8. und 9. steht der Mond im Äquator und die tägliche Ungleichheit ist verschwunden. Endlich zeigt die Figur die Abnahme der Flutgröße vom Vollmond am 5. bis zum ersten Viertel am 12. Die Zeitangaben am unteren Rande gelten für den Durchgang des Mondes durch den Meridian.

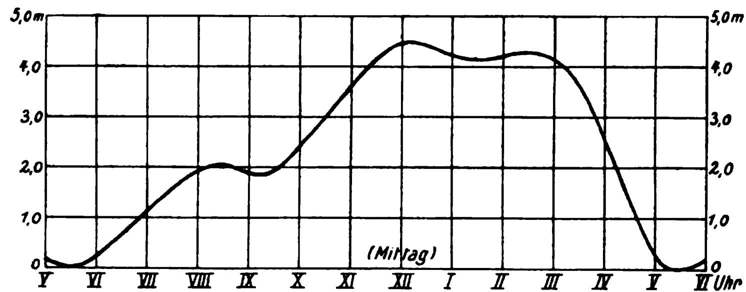


Fig. 170. (Southampton.)

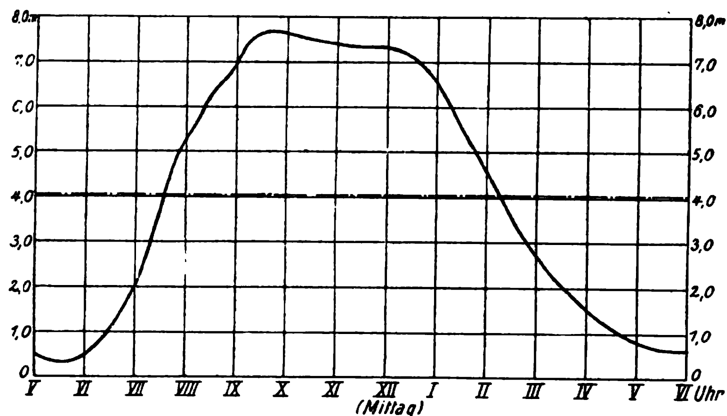


Fig. 171. (Havre.)

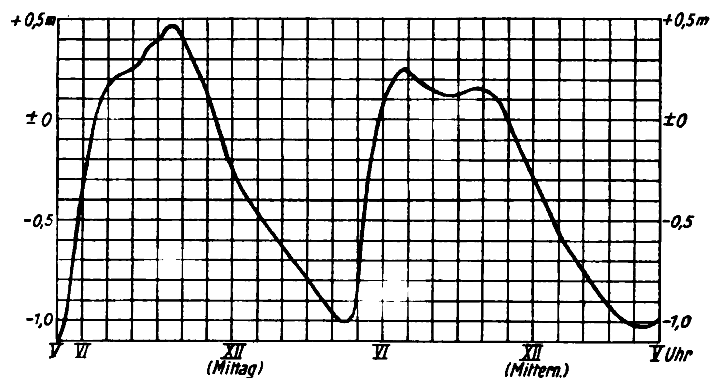


Fig. 172. (Helder.)

Die Figuren 170, 171 und 172 zeigen nach [17] einige der bereits erwähnten ungewöhnlichen Flutkurven. Das lang andauernde Hochwasser daselbst ist für die Schiffahrt von großem Nutzen.

Umgekehrte Tideerscheinungen, aber nur bei Springfluten, zeigen die Flutkurven am Hoek van Holland und in Ymuiden mit einem doppelten, durch eine kleine Anschwellung, den sogenannten Agger, voneinander getrennten Niedrigwasser. In den Nipptiden fallen beide Niedrigwasser zusammen.

III. Abschnitt.

Hydrometrische Arbeiten.

A. Messung der Wasserstände.

Zur Messung der Wasserstände dienen die Pegel. Die Nullpunkte der Pegel sind, wenn möglich, so zu legen, daß sie dauernd unter Wasser bleiben. Dann ergeben sich nur positive Ablesungen, die als solche durch das Pluszeichen gekennzeichnet werden. Anderenfalls, d. h. bei Wasserständen unter Pegelnull, ist das Minuszeichen hinzuzufügen.

Jeder Pegel ist durch mindestens zwei Höhenversicherungspunkte, Festpunkte, nivellitisch festzulegen, die ihrerseits durch ein genaues Nivellement zu bestimmen sind und deren Ausbildung und sichere Gründung von großer Bedeutung ist. Für jeden Pegel sind die Höhenunterschiede festzusetzen, die zwischen seinem Nullpunkte und seinen Höhenversicherungs- oder Kontrollfestpunkten bestehen. Die dauernde Kontrolle der Höhenlage der Pegel erfolgt mit Hilfe dieser Höhenunterschiede: nach einer das Maß von $\pm$ 10 mm erreichenden oder überschreitenden Verschiebung ist sofort der Pegel zu berichtigen.

Die Pegel müssen mit dem freien Wasser in dauernder ungestörter Verbindung bleiben. Falls es sich um sehr genaue Ablesungen handelt, wie sie z. B. bei der Bestimmung des Wasserspiegelgefälles erforderlich werden, sind die durch die »Pulsationen« des fließenden Wassers hervorgerufenen Spiegelschwankungen dadurch zu dämpfen, daß man die Pegel in einem in der Nähe des Ufers errichteten Schachte anbringt, der durch einen engen, mit grobem Schotter ausgefüllten Stichgraben oder auch durch ein enges Rohr mit dem freien Wasser in Verbindung steht. Die örtliche Lage der Pegel wird durch Umstände der verschiedensten Art bedingt. Städte, Hafenanlagen, Stauwerke, Brücken usw. werden zunächst für die Aufstellung von Pegeln in Frage kommen. Der Pegel soll möglichst an einer gut ausgebildeten und geschlossenen Flußstrecke liegen, die die gesamte Wassermenge abführt.

Der Bereich eines Pegels darf nur Flußstrecken gleicher Wassermengen umfassen, so daß für jede Flußstrecke zwischen zwei aufeinander folgenden Nebenflußmündungen mindestens ein Pegel erforderlich wird. Es ist aber vorzuziehen, sowohl unterhalb als auch oberhalb einer jeden solchen Mündung je einen Pegel aufzustellen, und zwar so, daß die letzteren Pegel außerhalb des Staubereiches der Nebenflüsse liegen. An den Nebenflüssen sind ebenfalls die Pegel so zu setzen, daß sie von dem in diese hinaufreichenden Stau des Hauptflusses nicht erreicht werden.

Der Pegel soll, wenn möglich, auch noch vom höchsten Wasser benetzt werden können. Ist das aus örtlichen Gründen nicht erreichbar, dann sind zwei Pegel anzu-

ordnen: ein Niedrigwasser- und ein Hochwasserpegel, deren Teilungen sich auf den gleichen Nullpunkt beziehen müssen.

Die Pegel sind in ihrer einfachsten Anordnung feststehende Lattenpegel. Sie müssen an geschützten, mit dem freien Wasser aber in ungehinderter Verbindung stehenden Orten so aufgestellt werden, daß sie gegen Beschädigungen tunlichst geschützt und zugleich leicht ablesbar sind. Als Aufstellungsorte eignen sich in erster Linie die Mauerflächen der Widerlager und Pfeiler von Brücken, Ufermauern, feste, gegen Unterwaschungen und sonstige Zerstörungen gesicherte Uferböschungen. Es ist zweckmäßig, die Böschungspegel durch eine bequeme Treppe zugänglich zu machen. Wird letztere in Eisen hergestellt, dann können die Pegellatten unmittelbar auf eine der aus ⊔- oder ⊢⊣-Eisen bestehenden Wangen befestigt werden.

Die früher übliche Ausbildung der Pegel als bemalte hölzerne Latten ist fast allgemein verlassen worden, da deren Teilung weder gegen die Unbilden der Witterung, die Angriffe des Eisganges oder auch böswillige Beschädigungen gesichert noch auf größere Entfernung leicht ablesbar ist. Als besonders bewährt können die folgenden Bauarten empfohlen werden.



Fig. 173.

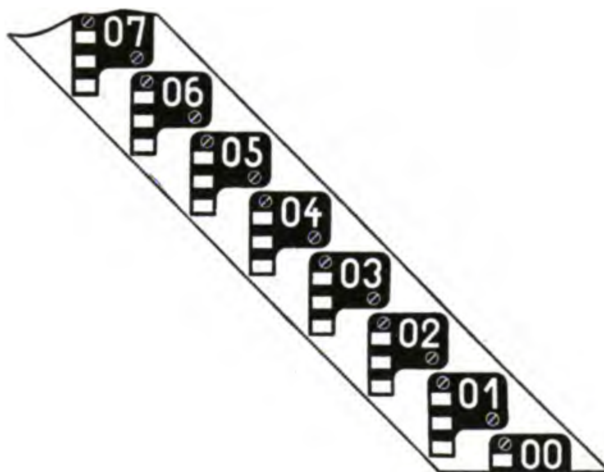


Fig. 174.

Eiserner Lattenpegel mit in Porzellan ausgelegter Feinteilung nach der Bauart Seibt-Fueß, Fig. 173 und 174. Auf einer schmiedeeisernen Grundplatte sind gußeiserne Platten aufgeschraubt, die mit Ausschnitten versehen sind, in die genau auf 2 cm Breite abgeschliffene Porzellanplatten und Dezimeterziffern aus Porzellan eingekittet sind.

Schmiedeeiserne Lattenpegel, Bauart Epper-Ott, Fig. 175, a bis d. Die Pegelplatten bestehen aus gewalztem Eisenblech in Tafeln von 25 cm Breite und 100 cm Länge bei einer Stärke von 0,5 cm. Die Teilung erfolgt mittels Durchlochungen der Platte und Auszackungen des einen Randes. Alle einzelnen Pegelplatten sind unter sich genau gleich und die Bezifferung wird erst nach Aufstellung des ganzen Pegels so bewirkt, daß an den Anfang der einzelnen Stücke je eine passende Ziffern-

tafel und in halber Höhe der Stücke ein Halbmeterzeiger angeschraubt wird. Für die Befestigung der Pegel empfiehlt sich die Anordnung nach Fig. 175c oder 175d, nach der die Pegelplatten nicht unmittelbar mit der Mauer verbunden werden, vielmehr zunächst an dieser eine alte Eisenbahnschiene oder besser ein passendes ⊔- oder ⊢⊣-Eisen angebolzt wird und die Pegelplatten an diese Zwischenglieder mit Bügeln angeklemmt werden. Diese Anordnung bietet den Vorteil, daß bei einer etwaigen Senkung des Bauwerkes der Nullpunkt des an dieser Bewegung teilnehmenden Pegels leicht wieder auf seine ursprüngliche Höhe gebracht werden kann. Es können auch gußeiserne Pegel mit erhabener Teilung und Bezifferung verwendet werden, die auch dann noch ablesbar bleibt, wenn im Laufe der Zeit der Schmelzüberzug Schaden erleiden sollte. Die Teilungszeichen sind bei den gußeisernen Pegeln von A. Ott in Kempten schwarz, der Grund ist weiß überschmelzt.

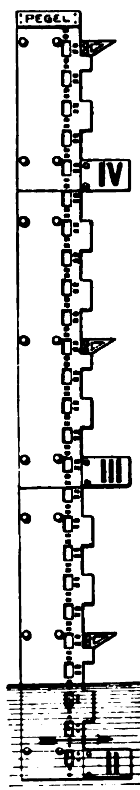


Fig. 175a.

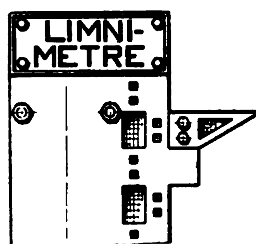


Fig. 175b.

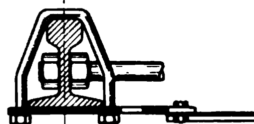


Fig. 175c.

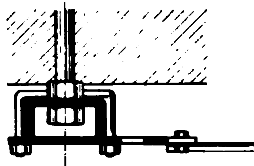


Fig. 175d.

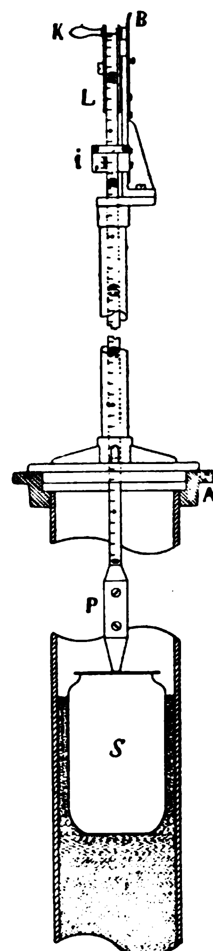


Fig. 176.

Kann der Wasserstand nicht unmittelbar am festen Pegel abgelesen werden, dann bietet sich zunächst der Ausweg dar, seine Höhenlage durch Schwimmer zu übertragen. Die Firma R. Fueß in Steglitz bei Berlin erbaut zur Beobachtung von Grundwasserspiegeln die in Fig. 176 dargestellten Grundwasserpegel, Bauart Seibt-Fueß. In das Futterrohr eines Bohrloches wird ein Schwimmer S aus Kupferblech bis zum Grundwasserspiegel hinabgelassen. Auf dem Verschlußkörper A des Futterrohres ruht ein Rohr, das eine Platte mit der Lotvorrichtung L trägt. Der Grund-

wasserstand wird beim Aufstoßen des Lotgewichtes P auf den oberen tellerartigen Abschluß des Schwimmers an der Teilung des Meßbandes bei der Nullmarke abgelesen. Die Lotvorrichtung selbst stimmt in ihren Grundzügen mit der in Fig. 177 dargestellten Einrichtung überein. Die Zugkraft des Gegengewichtes N, das den vom Schwimmer S ausgehenden Draht in Spannung hält, hebt den Schwimmer um ein sich stets gleichbleibendes Maß aus dem Wasser heraus. Vor der Aufstellung der Vorrichtung sind der Abstand h vom Wasserspiegel bis zur oberen Fläche des Schwimmertellers T und die Länge h' des Lotgewichtes P genau zu ermitteln. Es sei z. B. $h = 0{,}085$ m und $h' = 0{,}100$ m, dann wird die Summe dieser beiden Größen von der vorher durch Nivellement festgestellten Höhe H der Nullmarke der Lotvorrichtung über dem Nullpunkte des Pegels bei normaler Lage abgezogen. Es sei gefunden worden $H = +\,9{,}673$ m. Nunmehr wird das Lotgewicht P auf dem Meßbande mittels zweier Schrauben so festgeklemmt, daß seine Oberkante auf dem Teilpunkte

$$H - (h + h') = 9{,}673 - 0{,}185 = 9{,}488 \text{ m}$$

des Meßbandes einsteht.

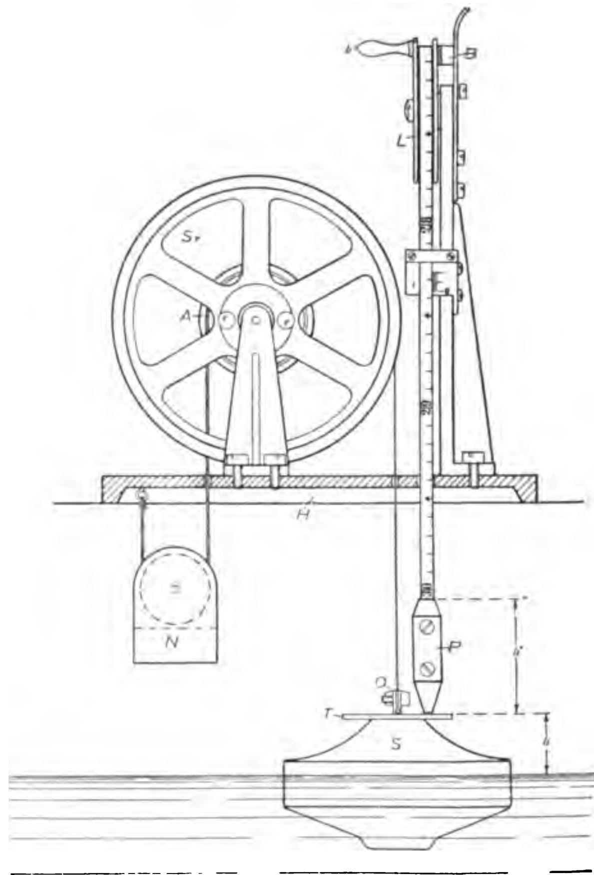


Fig. 177.

Bei Anwendung der Lotvorrichtung wird das auf der Trommel L aufgewickelte Meßband niedergelassen, bis das Lot P auf den Schwimmerteller aufstößt; alsdann wird die Bremsfeder B leicht von der Meßbandtrommel abgehoben, worauf durch Drehen der Kurbel K das Lot mit dem Schwimmerteller in Berührung gebracht wird.

An offenen Wasserläufen werden die Schwimmerpegel in einem lotrechten Schachte untergebracht, der mit dem betreffenden Gewässer in dauernder Verbindung steht und einen hinreichend großen Schwimmer enthält. Letzterer trägt eine Stange, deren lotrechte Bewegungen entweder durch einen an ihr angebrachten Zeiger an einem festen lotrechten Maßstabe kenntlich gemacht oder aber so abgelesen werden, daß die gleichzeitig als Maßstab ausgebildete Stange sich vor einem festen Zeiger bewegt. Die örtlichen Verhältnisse können die Ersetzung der Stange durch eine über Rollen geführte Drahtleitung bedingen. Schwimmerpegel sind zwar leicht ablesbar, auch wenn der Wasserspiegel stark bewegt ist, sie bedürfen aber einer sorgsamen Beaufsichtigung, da durch Leckwerden des Schwimmers, Versanden und Verschlammen des Schachtes, Senkung des Pegelgehäuses usw. Störungen sich einstellen können, die ihre Zuverlässigkeit erheblich beeinträchtigen [27].

An den festen Pegeln werden die Wasserstände einmal oder auch mehrmals täglich abgelesen; sie geben daher keinen Aufschluß über den stetigen Verlauf der Wasserstandsbewegungen.

Eine ununterbrochene Aufnahme der Wasserstandsbewegungen liefern die selbstzeichnenden Pegel, die in hoher Vollkommenheit von unseren bekannten Mechanikerfirmen unter Anpassung an die jeweiligen örtlichen und sonstigen Bedingungen angefertigt werden.

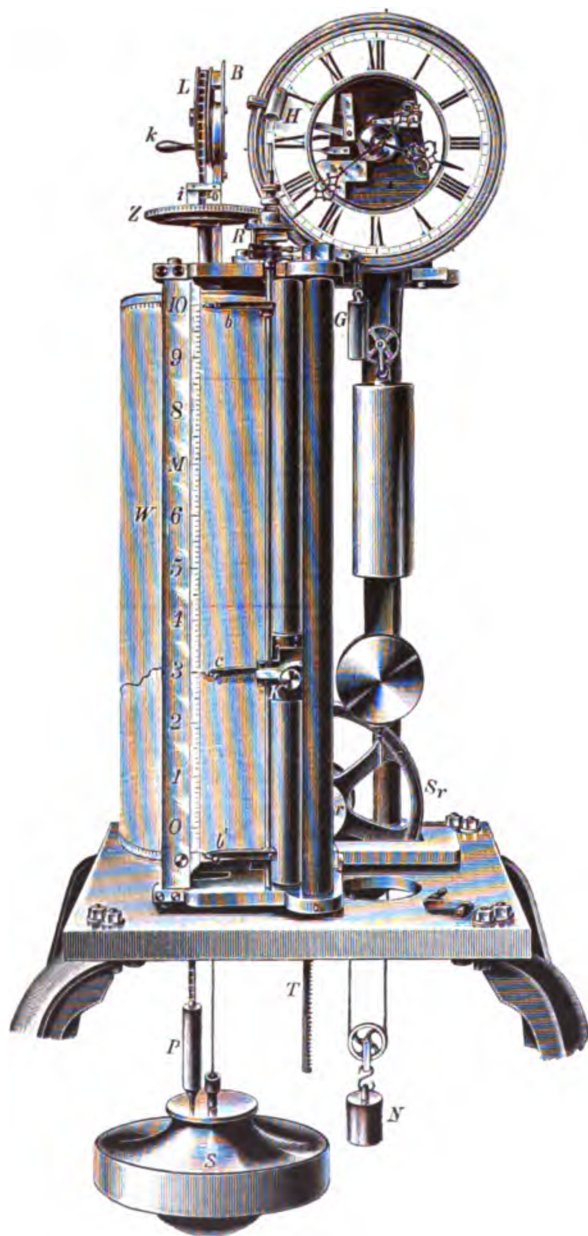


Fig. 178.

Fig. 178 stellt einen selbstzeichnenden Kontrollschwimmerpegel, Bauart Seibt-Fueß, dar. Die dem Wechsel des Wasserstandes entsprechende Veränderung der Höhenlage des an einem über das Schwimmerrad *Sr* gelegten und durch das Gegengewicht *N* in Spannung erhaltenen Drahte hängenden Schwimmers *S* bedingt eine lotrechte Bewegung der mit der Achse des Schwimmerrades *Sr* durch den Trieb *r* in Verbindung stehenden Treibstange *T* und damit des Kurvenstiftes *c*, der mit der Treibstange durch einen an einer Eisenstange verschiebbaren Schlitten in Verbindung steht. Beim Drehen der Walze *W* durch die Uhr wird die Wasserstandslinie auf den auf der Walze befindlichen Papierbogen gezeichnet. Alle 4 Stunden werden durch Niederfallen des vom Uhrwerk gehobenen Hammers *H* auf das Gestänge der Feststifte *b* und b^1 von letzteren lotrechte Striche als Zeitmarken erzeugt. Die Feststifte sind auf die Endstriche des Maßstabes *M* eingestellt, so daß sie gleichzeitig die Festlinien zeichnen, die zur Auswertung der aufgezeichneten Kurven erforderlich sind, wobei diese von dem Einflusse der durch Feuchtigkeitseinwirkung bedingten Größenveränderung der angewendeten Papierbogen befreit werden. Der Pegel besitzt die vorher beschriebene Lotvorrichtung.

Dort wo der Untergrund nicht genügend tragfähig ist oder wo der Standort des Pegels besonderen Erschütterungen durch herandrängende Wassermassen, Eis u. dgl. ausgesetzt ist, die die Verwendung einer Pendeluhr unmöglich machen, wird die Walze

durch eine in ihrem Inneren untergebrachte Federuhr bewegt. Die ganze Vorrichtung wird dann auch wohl auf eingerammte Pfähle gestellt.

Die zum Aufzeichnen der Flutkurven besonders sich eignenden selbsttätigen Pegel, dann auch wohl Flutmesser genannt, sind namentlich von R. Fueß für diesen Sonderzweck weiter ausgebildet worden [28].

Stehen der Verlegung eines wagerechten Verbindungsrohres zwischen dem freien Wasser der Beobachtungsstelle und dem Pegelbrunnen *B*, Fig. 179, über dem der selbstzeichnende Pegel aufgestellt ist, besondere Schwierigkeiten entgegen, dann läßt sich eine Heberleitung *D* aus starkwandigem Bleirohr frostfrei einbauen, von deren höchstem Punkte eine Abzweigung zu den mit Hähnen versehenen Glaskugeln *C* führt. Die untere

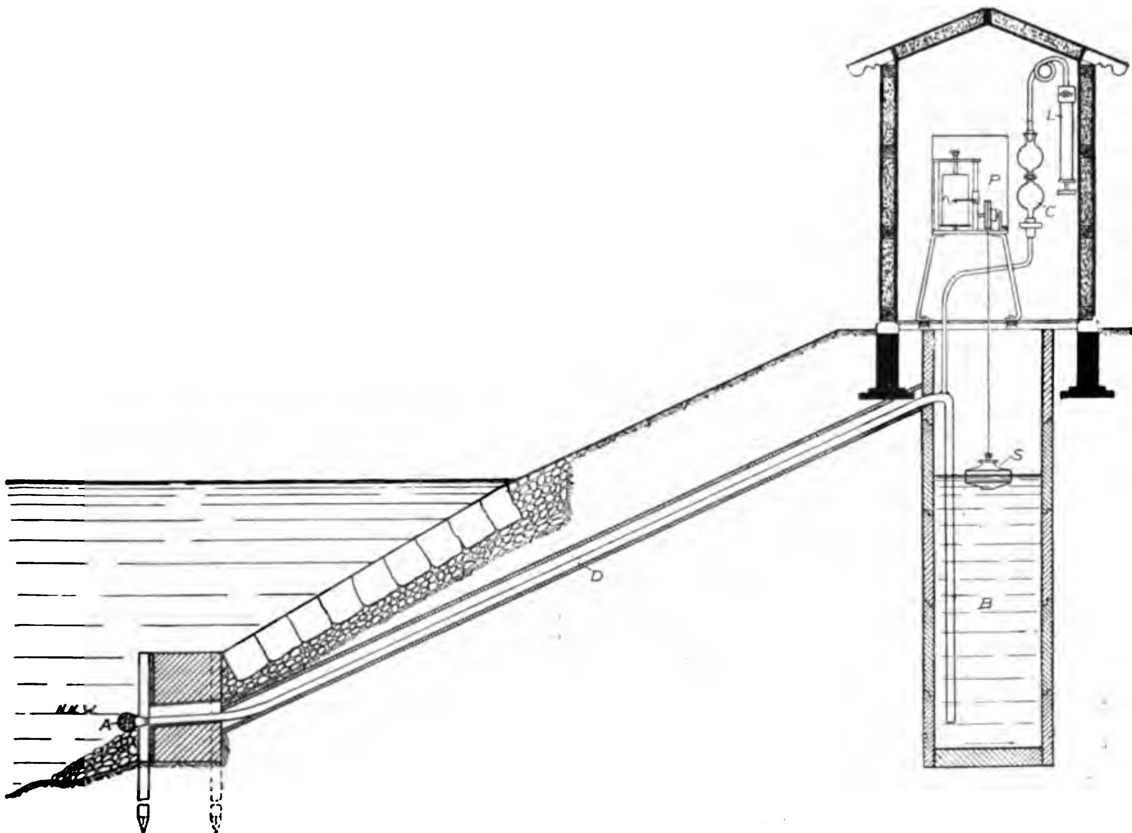


Fig. 179.

dieser Glaskugeln dient zur Aufnahme der aus dem Wasser aufsteigenden Luftbläschen, während die obere dem Wasserzuflusse dient, durch den verhütet wird, daß die Wassersäule im Heber abreißt.

Der Heber *D* und die Glaskugeln *C* werden durch Vermittlung der Saugpumpe *L* mit Wasser gefüllt; zwischen beiden Glaskugeln befindet sich ein Hahn, der einen luftdichten Abschluß gestattet. Zum Schutze gegen Frost werden die obere Leitung und der Glasapparat mit Paraffinöl gefüllt.

Diese Ausbildung der Heberanlagen rührt von der Firma R. Fueß her.

Das letztere gilt auch von dem **Rollbandpegel**, Fig. 180. Um den jeweiligen Wasserstand auch auf Entfernungen bis zu 1 km ablesbar zu machen, bewegt sich in dem für diesen Zweck erbauten Pegelturme hinter einem mit Zeigermarken versehenen Fenster ein breites Band, das auf zwei Trommeln aufgewickelt ist. Das Band ist in passender Vergrößerung durch Bemalung geteilt und beziffert. Die Trommeln werden durch einen auf dem Wasser ruhenden Schwimmer bewegt, der mit den Trommeln durch eine mit Gegengewicht gespannte Drahtleitung verbunden ist.

Die Übertragung der Wasserstandsbewegungen durch **Druckluft** ist in den Fällen angezeigt, wo Brunnenschächte, wie sie zur Aufstellung von Schwimmerpegeln erforderlich werden, entweder nicht ausführbar oder für die Schiffahrt störend sind, oder wo die Aufzeichnung der Wasserstände in bereits vorhandenen Diensträumen erfolgen soll. Solche **Druckluftpegel** werden namentlich als Flutmesser zur selbsttätigen Aufzeichnung der Flutkurven verwendet. Ihre baulichen und physikalischen Grundlagen mögen an der Hand der Figuren 181, a bis d, [29], erläutert werden. Eine geschlossene zylindrische Messingdose A, Fig. 181 a, von 12 cm Höhe und 12 cm Durchmesser ist auf einer schweren Bleiplatte aufgeschraubt. Durch das Rohr a tritt das Wasser in die Dose und verdichtet die eingeschlossene Luft. A steht mit der Schreibvorrichtung durch ein Messingrohr b und ein langes Kupferrohr l von 2 mm lichtem Durchmesser in Verbindung. Der Transportbequemlichkeit wegen ist b rund gebogen. Fig. 181 d zeigt die Schreibvorrichtung. B und C sind zwei durch einen starken Gummischlauch miteinander kommunizierende und teilweise mit Quecksilber gefüllte Glasröhren, p ist die Schreibfeder, welche durch g, g ihre lotrechte Führung erhält, und E die sich drehende Walze. Wird die Dose auf den Meeresgrund gestellt, dann wird der Druck der eingeschlossenen Luft durch den Überdruck der höher stehenden Quecksilbersäule ausgeglichen. Der durch den Wasserspiegelwechsel verursachte Druckwechsel bewegt die Quecksilbersäule in C, deren Bewegung durch p auf der sich gleichförmig drehenden Walze verzeichnet wird. Die Beziehung zwischen dem Wechsel des Wasserspiegels über der Dose und der Quecksilberhöhe in der Röhre ermittelt sich wie folgt: Es seien,

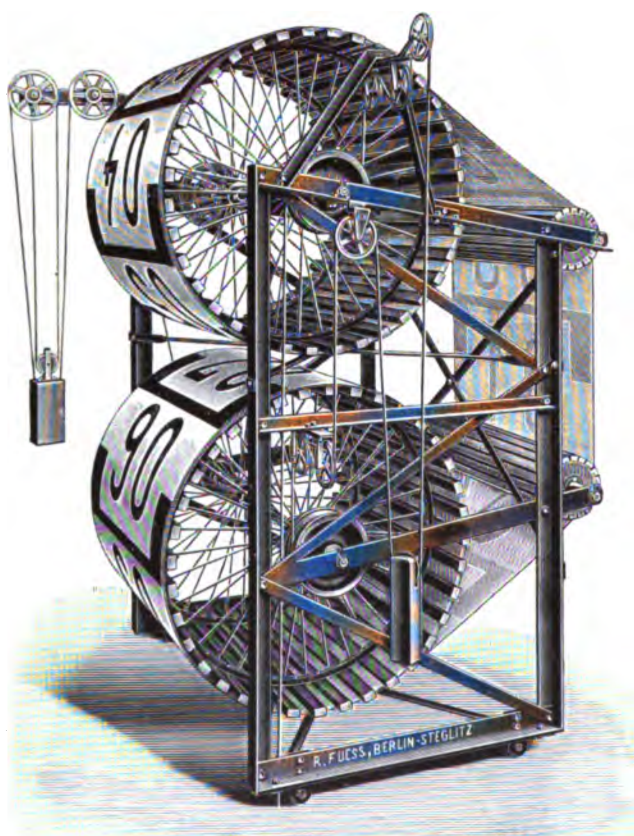


Fig. 180.

Fig. 181b, h und h_1 die Wasserspiegel über und in der Dose, h_2 und h_3, Fig. 181c, die Quecksilberstände in B und C. Es sei b die gewöhnliche Höhe des Quecksilbers in den beiden Rohren, wenn die Dose nicht untergetaucht ist. ·Ist nun p der Atmosphärendruck und P der Druck in der Dose, dann ist

$$P = p + h - h_1 = \varrho\,(h_3 - h_2) + p,$$

wenn ϱ die Dichte des Quecksilbers ist.

Sind f_1, f_2 und f_3 die Querschnitte der Dose und der Röhren B und C, und ist a die Höhe der Dose, dann ist nach Boyles Gesetz

$$P\,\{f_1\,(a - h_1) + q + f_2\,(b - h_2)\} = \text{Konst.},$$

wo q der Rauminhalt des Kupferrohrs l plus dem des Rohres B über dem Horizont b ist.

Die Differentiale vorstehender Gleichungen sind

$$d\,P = dh - dh_1 = \varrho\,(dh_3 - dh_2)$$

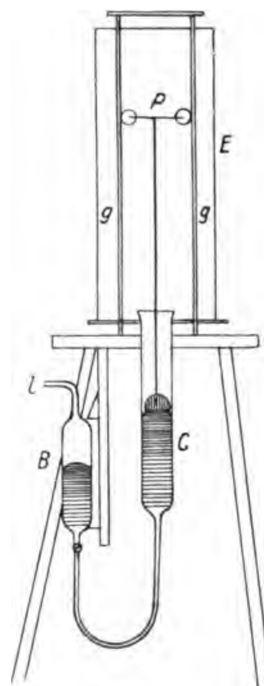
und $d\,P\{f_1\,(a - h_1) + q + f_2\,(b - h_2)\} - P\,(f_1\,dh_1 + f_2\,dh_2) = 0.$

Die Stetigkeitsbedingung wird ausgedrückt durch

$$f_2\,dh_2 = -\,f_3\,dh_3.$$

Durch Elimination von dh_1, dh_2 und dP aus diesen drei Gleichungen ergibt sich

$$\frac{dh_3}{dh} = \frac{f_1 P}{\varrho\left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right)\{f_1\,(a - h_1) + q + f_2\,(b - h_2) + f_1 P\} + P f_3}.$$



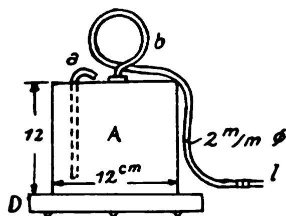


Fig. 181a.

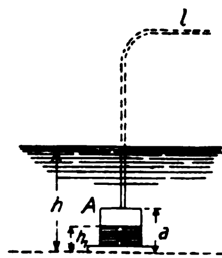


Fig. 181b.

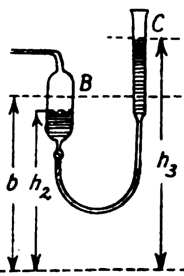


Fig. 181c.

Fig. 181d.

Da die drei ersten Ausdrücke in der großen Klammer des Nenners sehr klein sind im Vergleich zum vierten, so wird

$$\frac{dh_3}{dh} = \frac{1}{\varrho\left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right) + \frac{f_3}{f_1}}.$$

Die Bewegung der Quecksilberkuppe in C ist also praktisch proportional zum Wechsel des Seespiegels.

Die vorletzte Gleichung zeigt, daß der Rauminhalt des Kupferrohres nicht klein zu sein braucht im Vergleich mit dem der Dose. Wenn selbst das Rohrvolumen dem der Dose gleich ist und die Flutgröße 3 m übersteigt, dann weicht der wirkliche Wert $\frac{dh_3}{dh}$ von dem in der letzten Gleichung gegebenen um höchstens 0,2 v. H. ab.

Die Wirkung der Temperatur kann in ähnlicher Weise berechnet werden. Es wird das Produkt aus dem Volumen und dem Druck gleich RT gesetzt, wo T die absolute Temperatur und R eine Konstante ist.

Für konstantes h wird dann

$$dP = -dh_1 = \varrho dh_3 \left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right)$$

und

$$\varrho dh_3 \left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right) \{f_1 (a - h_1) + q + f_2 (b - h_2)\} - P (f_1 dh_1 + f_2 dh_2) = R dT$$

sowie

$$f_2 dh_2 = -f_3 dh_3.$$

Durch Eliminierung von dh_1, dh_2 und dP wird angenähert

$$\frac{dh_3}{dT} = \frac{R}{P\left\{\varrho\left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right) f_1 + f_3\right\}} = \frac{R}{f_1 \varrho P \left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right)}.$$

q ist gegen $f_1 a$ zu vernachlässigen; dann wird

$$R = \frac{P f_1 a}{T}$$

und somit

$$\frac{dh_3}{dT} = \frac{a}{\varrho T \left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right)}.$$

Im vorliegenden Fall ist

$$a = 12 \text{ cm}, \quad \varrho = 13{,}6 \text{ und } 1 + \frac{f_3}{f_2} = 1{,}26,$$

also bei 10° C

$$\frac{dh_1}{dT} = 0{,}0025 \text{ cm}.$$

Die Dampfspannung ändert sich, wenn die Temperatur sich ändert, aber die Änderung der Dampfspannung auf einen Grad Temperaturerhöhung beträgt etwa $^1/_3$ des von der Wärmeausdehnung der Luft hervorgerufenen Druckwechsels. Für die vereinigte Wirkung beider darf daher angenommen werden

$$\frac{dh_3}{dT} = 0{,}0033 \text{ cm}.$$

Durch den Versuch wurde 0,004 gefunden.

Der größere Teil der eingeschlossenen Luft, der in der Dose, ist den nur geringen Temperaturschwankungen auf der Meeressohle unterworfen. Auch ist es leicht, den verbleibenden Teil der Luft gegen erhebliche Temperaturwechsel zu schützen. Es kann daher der vom Temperaturwechsel herrührende Fehler gewöhnlich vernachlässigt werden.

Um die Einwirkung des Luftdruckwechsels zu schützen, werden sowohl h als auch T als konstant betrachtet.

Es wird dann

$$dP = dp - dh_1 = d\pi + \varrho dh_3 \left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right),$$

$$dP \{ f_1 (a - h_1) + q + f_2 (b - h_2) \} - P (f_1 dh_1 + f_2 dh_2) = 0,$$

$$f_2 dh_2 = -f_3 dh_3.$$

Durch Elimination von dh_1, dh_2 und dP und Vernachlässigung kleiner Größen erhält man

$$\frac{dh_3}{dp} = -\frac{a - h_1}{P\varrho\left(1 + \frac{f_3}{f_2}\right)}.$$

Das ist im vorliegenden Falle fast gleich —0,04 mm für einen Druckwechsel auf 1 cm Quecksilber. Ein barometrischer Druckwechsel von 10 cm Quecksilber verursacht daher nur eine Verschiebung der Schreibfeder um weniger als 0,5 mm!

In Deutschland hat die Firma R. Fueß in Verbindung mit Seibt die selbstzeichnenden Druckluftpegel in hoher Vollkommenheit ausgebildet [30]. Elektrische Fernpegel dienen zur Übertragung der Wasserstände auf eine Fernbeobachtungsstelle

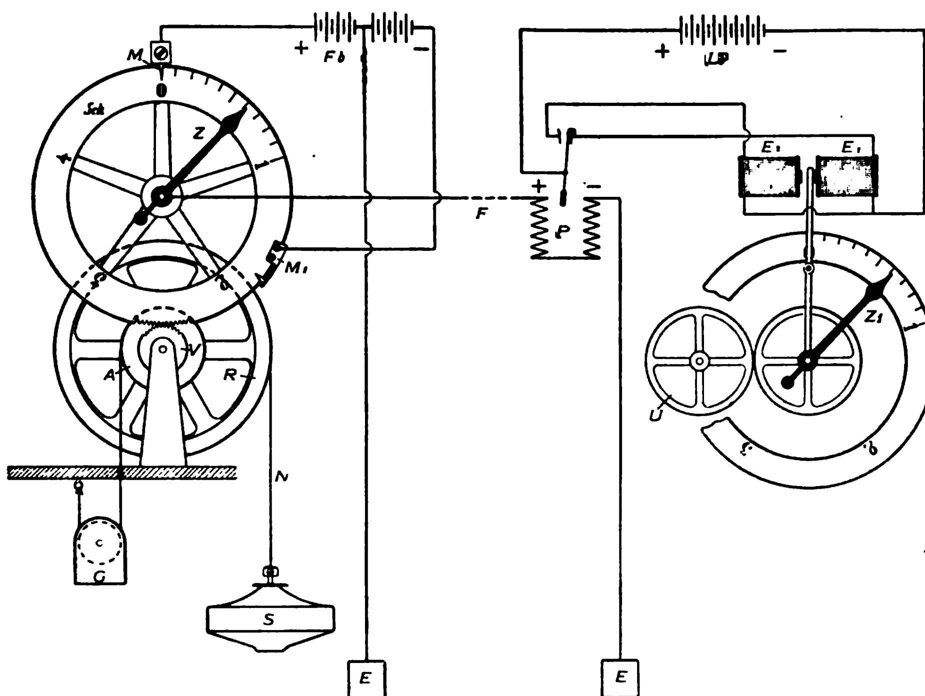


Fig. 182.

und bilden damit ein wichtiges Hilfsmittel bei der Vorhersagung der Wasserstände. Sie sind in Österreich nach dem System Siedek-Schäffler [31] und in Deutschland nach der Bauart Seibt-Fueß [32] ausgebildet worden. Die letztere weist folgende Anordnung, Fig. 182, auf. Der durch das Gegengewicht G in Spannung erhaltene und über die Welle W geführte Draht überträgt die durch das Steigen und Fallen des Wassers bewirkten Auf- und Niederbewegungen des Schwimmers S auf die Welle, wodurch eine entsprechende Drehung der Welle und der mit ihr in Eingriff stehenden Scheibe *Sch* erfolgt. Die Übertragung ist eine solche, daß die der Veränderung des Wasserstandes von Null bis zum Höchstbetrage entsprechende Veränderung der Höhenlage des Schwimmers eine einmalige Umdrehung der Scheibe bewirkt.

Auf der durch die Scheibe gesteckten, von dieser aber unabhängigen und frei beweglichen Achse befindet sich der Zeiger Z, der von einem Uhrwerk über der Scheibe

dauernd in Drehung erhalten wird. Mit der außerhalb der Scheibe angebrachten Marke M und mit der auf der Scheibe selbst befindlichen Marke M_1, welch letztere beim Wasserstande Null auf M einstehen muß, ist eine Kontaktvorrichtung so verbunden, daß jedesmal, wenn der Zeiger Z über M oder M_1 hinweggleitet, ein kurzer positiver oder negativer Stromschluß in die Linienleitung entsandt wird, die das Gebewerk der Meßstelle mit dem Empfangswerk der Fernstelle verbindet. Durch diese Stromschlüsse wird auf der Fernstelle mittels zweier an die Linienleitung durch das polarisierte Relais P angebrachter Elektromagnete E_1 und E_2, von denen E_1 nur auf den von M kommenden positiven, E_2 nur auf den von M_1 kommenden negativen Stromschluß anspricht, der auf Null stehende Zeiger Z_1 eines Uhrwerkes im Augenblicke des bei M des Gebewerkes durch Z erfolgenden Stromschlusses bewegt und bei dem später bei M_1 des Gebewerkes durch Z bewirkten Stromschluß angehalten. Der hierbei von Z_1 zurückgelegte Weg ist eine Funktion des Weges, der entsprechend der Wasserstandsbewegung, von der Marke M_1, von M an gerechnet, zurückgelegt wurde. Dem Uhrwerke des Empfangswerkes der Fernstelle ist eine von der elektrischen Leitung völlig unabhängige mechanische Auslösevorrichtung beigegeben, die den Zeiger Z_1, nachdem er durch den von Z bei M_1 bewirkten Stromschluß angehalten worden ist, selbsttätig wieder auf Null zurückschnellt, ehe der Zeiger Z des Gebewerkes beim Berühren von M einen neuen Stromschluß verursacht, bei dem sich der Zeiger Z_1 des Empfangswerkes unbedingt in der Nullstellung befinden muß. Deshalb kann das etwaige Ausbleiben eines Kontaktes niemals zu einer fehlerhaften Angabe der folgenden Beobachtungen führen. Über die Vorrichtungen zur selbsttätigen Aufzeichnung der Wasserstände an der Fernstelle vgl. [32].

B. Messungen des Wasserspiegelgefälles.

Im allgemeinen wird bei den natürlichen Wasserläufen die zwischen zwei Hauptpegeln liegende Gefällelinie des Wasserspiegels, die entsprechend der wechselnden Wasserführung sich ändert, und deren Verlauf auch von der im allgemeinen sich ändernden Bettform und -größe abhängt, keine Gerade bilden. Nur ihr Anfangs- und Endpunkt sind je durch die beiden Hauptpegel bestimmt, so daß ihr genauerer Verlauf durch besondere Messungen aufgenommen werden muß.

Da das Spiegelgefälle bei allen hydraulischen Rechnungen eine grundlegende Bedeutung hat — ist es doch der Ausdruck für die bewegende Kraft des fließenden Wassers — so ist seine genaue Ermittlung besonders wichtig, aber gleichzeitig auch besonders schwierig, weil schon die stets vorhandenen örtlichen Spiegelschwankungen das Gefälle erheblich beeinflussen. Da ferner der Wasserspiegel eines Querschnittes in der Regel keine Wagerechte ist, so sind bei schmalen Wasserläufen die Spiegelhöhen an beiden Ufern und bei breiten Strömen außerdem noch die in der Strommitte einzumessen und ihre Mittel zu bilden. Die Aufmessung des Spiegelgefälles muß beim Beharrungszustande und bei Windstille erfolgen. Zu dem Ende werden längs beider Flußufer hölzerne oder eiserne Pfähle eingeschlagen, an denen entweder Pegellatten angeschraubt werden, die das unmittelbare Ablesen des Wasserstandes gestatten, oder es werden die eingeschlagenen Pfähle etwa 30 bis 50 cm über dem Wasserspiegel abgeschnitten und mit Metallhauben oder Bolzen versehen, von denen aus in einem bestimmten Zeitpunkte die Stichmaße bis zum Wasserspiegel genommen werden. Am Rhein [33] wird das Stromgefälle sowohl durch Ablesung der an beiden Ufern gesetzten und Pegellatten tragenden Wasserstands-

pfähle als auch durch Einnivellierung einer in der Strommitte schwimmenden Nivellierlatte festgesetzt, da am Ufer Unregelmäßigkeiten in der Begrenzung des Strombettes leicht zu falschen Ergebnissen führen. Man hat auch am Rhein beobachtet, daß das Auf- und Abschwanken der Nivellierlatte in der Strommitte bedeutend geringer ist als das des Wasserspiegels am Ufer; es betrug z. B. meist nur etwa 2 cm, wenn die Uferwellen 10 bis 20 cm Höhe erreichten. Die vierseitig eingeteilte Latte ist vom Ufer aus mit einem guten Instrument bequem abzulesen. Das die Latte tragende Meßfloß besteht aus zwei 14,45 m langen, nach vorn und hinten sehr schlank zugespitzten Röhren von 800 mm Durchmesser, die aus 3 mm starkem, verzinkten Eisenblech gefertigt sind. Der Innenraum jedes Tragkörpers ist durch zwei Schottwände in drei völlig getrennte Abteilungen zerlegt, die durch wasserdicht verschlossene Einsteigeöffnungen zugänglich sind. Das von den Schwimmern getragene Deck ist möglichst nach hinten verschoben, um das Ganze gehörig achterlastig zu machen. Die Lage des Meßflosses in der Strommitte wird durch das Augenmaß bestimmt, in der Längenrichtung wird die Latte vom Ufer aus nach vorhandenen oder besonders festgelegten Marken eingewinkt. Es versteht sich von selbst, daß der die einzige Bemannung des Meßflosses bildende Mann am Steuerruder während der Messung seinen Standort genau beibehalten muß.

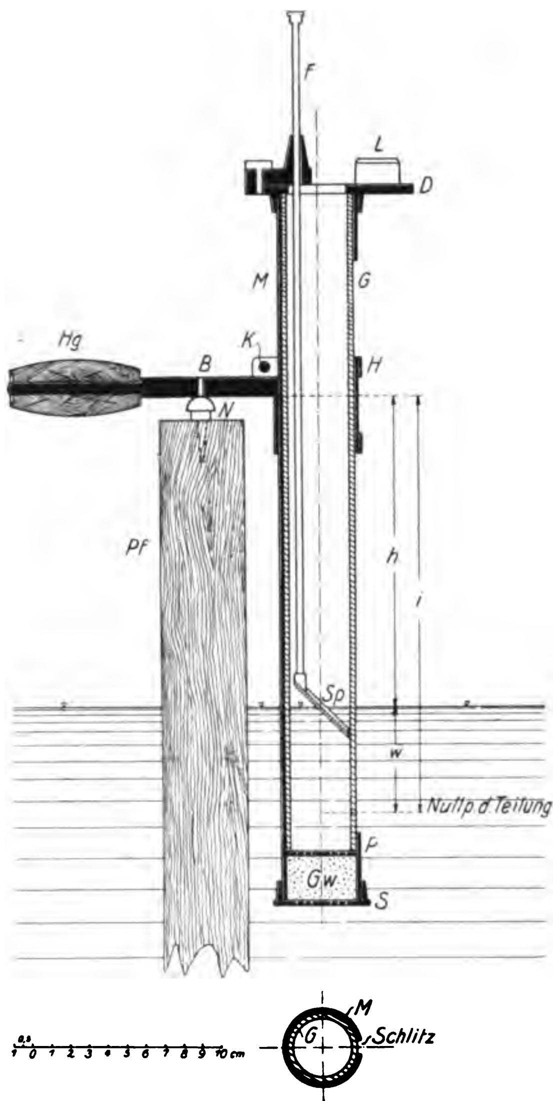


Fig. 183.

An Flüssen mit großem Gefälle und lebhafter Strömung kann die Wasserfläche so unruhig werden, daß es für die Aufnahme der Gefällelinie notwendig wird, die unruhigen Bewegungen des Wasserspiegels abzudämpfen. Dazu eignet sich gut der (Fig. 183) Wasserstandmesser, System Wilh. Reitz in Graz, der von den Mechanikern Rudolf und August Rost in Wien angefertigt wird. Eine mit einem breiten lotrechten Schlitz versehene Metallröhre *M* umschließt einen Glaszylinder *G*, der durch die aufschraubbare Deckplatte *D* gegen die siebartig durchlochte Platte *P* gepreßt wird. Der unter *P* befindliche Raum der Metallröhre wird mit Glaswolle gut ausgefüllt, die noch durch Aufschrauben der Siebplatte *S* leicht gepreßt wird. Die Metallröhre *M* gleitet in der mit dem Handgriffe *Hg* versehenen Hülse *H* und kann in beliebiger Höhe

mit der Klemmschraube K festgestellt werden. Die Glasröhre trägt an der dem Schlitze im Metallrohr zugekehrten Seite eine Millimeterteilung, deren Nullpunkt am unteren Ende liegt. Um diese Teilung bequem abzulesen, ist im Innern des Instrumentes ein mit Hilfe der Führungsstange F verschiebbarer Spiegel Sp angebracht. Ferner ist an der Hülse H ein, genau in der Unterfläche der Auflagerplatte B liegender Zeiger befestigt, so daß die Höhe i dieser Auflagerfläche über dem Nullpunkte der Teilung am Maßstabe unmittelbar abgelesen werden kann. Da mit Hilfe des Spiegels Sp die Höhe w des mittleren Wasserstandes in der Röhre abgelesen wird, so ist der Höhenunterschied zwischen dem mittleren Wasserspiegel und dem höchsten Punkte des Pflocknagels N

$$h = i - w.$$

Die Angaben des Instrumentes sind richtig, wenn der Zeiger in der Auflegerebene von B liegt und wenn bei einspielender Dosenlibelle L die Röhre lotrecht steht.

Die Vorrichtung kann mittels eines in einen Pfahl Pf einzuschraubenden Kugelgelenkes fest aufgestellt werden.

Gebrauch des Instrumentes. In der Nähe des Ufers werden Pflöcke Pf so eingeschlagen, daß sie 10 bis 15 cm über dem Wasserspiegel hervorragen. In die Pflöcke werden nunmehr die dem Instrumente beigegebenen Nägel N eingetrieben. Jetzt bestimmt man nivellitisch die Höhen dieser Nägel $H_1, H_2 \ldots H_n$, sodann mit Hilfe des Wasserstandmessers die Werte $w_1, w_2 \ldots w_n$ und, da je nach der Austauchung der Pflöcke auch das i verschieden sein kann, auch $i_1, i_2 \ldots i_n$.

Die gesuchten Wasserspiegelflächen sind dann

$$\begin{aligned} W_1 &= H_1 - (i_1 - w_1) \\ W_2 &= H_2 - (i_2 - w_2) \\ &\ldots\ldots\ldots \\ W_n &= H_n - (i_n - w_n). \end{aligned}$$

C. Messung der Wassertiefen.

Die Tiefenmessungen oder Peilungen sind tunlichst beim Beharrungszustande vorzunehmen und auf den zur Zeit der Peilung stattfindenden Wasserstand zu beziehen. Zu dem Ende ist während der Peilung der Wasserstand an einem benachbarten Pegel in geeigneten Zeitabschnitten abzulesen; im Flutgebiete sind die Pegel alle fünf Minuten abzulesen. Beim Fehlen eines Pegels in der Nähe der Peilungsstelle ist ein Hilfspegel zu setzen und dessen Höhenlage von den nächstliegenden Festpunkten aus einzunivellieren.

Die Peilung selbst erfolgt mittels einer Peilstange oder eines Peillotes. Die kreisrunden Peilstangen sind am unteren Ende mit einer Scheibe zu versehen, um ihr Einsinken in die etwa lockere obere Schicht der Flußsohle zu verhindern. Die Teilung der Peilstange geht von unten nach oben, so daß ihre Fußscheibe mit dem Nullpunkte der Teilung zusammenfällt; sie geht ringsherum, damit von allen Seiten abgelesen werden kann. Da eine große Genauigkeit beim Messen mit der Peilstange nicht zu erreichen ist, so genügt es, diese in Dezimeter einzuteilen. Die beim Peilen abgelesenen Zahlen sind also Wassertiefen in Dezimetern, die Zentimeter werden eingeschätzt. Hölzerne Stangen sind am unteren Ende etwa 30 mm, am oberen Ende etwa 40 bis 45 mm dick.

Besonders empfehlenswert sind die schwimmfähigen Metall-Peilstangen nach der Bauart Köhler-Ott, Fig. 184. Sie sind aus dünnwandigem, luftdicht abge-

schlossenen Stahlrohr von 25 bis 40 mm Durchmesser — je nach der Länge der Stange — so hergestellt, daß sie vermöge ihres Eigengewichtes leicht auf den Grund gehen und doch in lotrechter Lage schwimmen. Sie sind mit Ölfarbe rostsicher gestrichen, von Dezimeter zu Dezimeter durch farbige Ringe geteilt und mit großen Zahlen beziffert. Sie sind verhältnismäßig leicht: eine Stange von 4 m Länge wiegt nur 1,9 kg.

Die Peilstange wird schräg gegen die Strömung eingestoßen, durch die sie in die lotrechte Stellung gedrückt wird.

Kleine Wassertiefen bis zu etwa 2,5 m können auch anstatt durch Peilung durch Nivellement der Flußsohle bestimmt werden. Diesem Zwecke dient die in Fig. 185 abgebildete Nivellierlatte nach der Bauart Epper-Ott, die einen ausziehbaren Fuß aus dünnwandigem, blanken Stahlrohr bis zu 3 m Länge besitzt, so daß sie in Wassertiefen bis zu 2,5 m verwendet werden kann, ohne daß die Teilung benetzt wird. Das unmittelbare Einnivellieren der Fußsohle hat vor der Peilung den Vorzug der größeren Genauigkeit, da die Fehler, die durch den Aufstau des Wassers an der Peilstange, durch Änderung des Wasserstandes während der Aufnahme und durch die ungenaue Ablesung der Wassertiefe an der Peilstange entstehen, vermieden werden. Eine 3 m lange Latte wiegt 5 kg.

Wassertiefen von mehr als etwa 8 m werden mit dem Lot, einer Bleikugel oder einem Bleizylinder, gemessen, die an einer Leine mittels einer oberen Öse befestigt werden. Das Gewicht des Lotes ist von der Stärke der Strömung und der Wassertiefe abhängig. Die Lotleine ist so zu teilen, daß sie zur Ablesung der Wassertiefen benutzt werden kann, oder als dünner Draht von einer Windetrommel mit Zählvorrichtung abzuwickeln. Bei kleiner Strömung und Windstille lassen sich die Wassertiefen sicher loten. Bei starker Strömung wird die Sicherheit der Lotung durch das Abtreiben der Lotleine beeinträchtigt. Die Lotung der großen ozeanischen Tiefen fällt nicht in das Arbeitsgebiet des Bauingenieurs, weshalb auf sie nicht eingegangen wird.



Fig. 184.

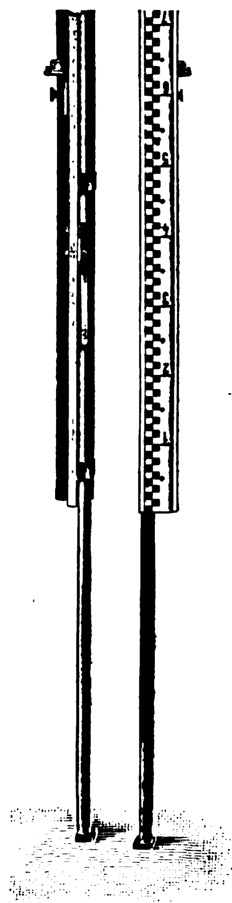


Fig. 185.

Die Ortsbestimmung der Punkte, an denen die Wassertiefe gepeilt wird, richtet sich nach der Größe der Wasserläufe. Bei Wasserspiegelbreiten bis zu etwa 100 m wird in der Flucht des ausgebakten Querschnittes von einem Ufer zum anderen eine eingeteilte Peilleine gespannt, längs welcher von einem Boote aus die Tiefenmessungen bewirkt werden.

Als Peilleine eignet sich am besten das Drahtseil. A. Ott in Kempten liefert z. B. Peilleinen aus verzinktem Patent-Gußstahldraht mit unzerstörbarer Meterteilung. Die einzelnen Meter sind durch eingeflochtene Knoten aus Messingdraht, alle 5 m durch Knoten aus Kupferdraht und alle 10 m durch aufgegossene Kompositionsknoten

mit eingepreßten Zahlen gekennzeichnet. Die Enden sind mit kräftigen Kauschen versehen. Die Stärke der Drahtseile hängt von ihrer Länge ab, z. B.:

Länge der Peilleine m	Dicke mm	Gesamtgewicht kg	Länge der Peilleine m	Dicke mm	Gesamtgewicht kg
25	4	1,8	200	5	16
50	5	4,2	200	6	22
75	5	6	300	6	33
100	5	8			

Bei größeren Strombreiten muß die Peilleine durch verankerte Zwischenboote, sog. Buchtboote oder Buchtnachen, in Abständen von etwa 100 m unterstützt werden. Findet gleichzeitig lebhafte Schiffahrt statt, so sind Vorrichtungen zu treffen, die das Abwerfen der Peilleine von den Buchtbooten und ihr Versenken auf die Stromsohle ermöglichen. In solchen Fällen empfiehlt es sich auch, falls überhaupt an dem Peilen längs eines Seiles festgehalten werden soll, das letztere zunächst von einem Ufer bis zu einem im Strome verankerten Boote zu spannen, diesen Teil zu peilen und dann den verbleibenden Teil zwischen dem verankerten Boote und dem anderen Ufer für sich zu überspannen und zu peilen. Über die Einzelheiten der hier angewendeten Verfahren vergl. [33] und [34]. Bei sehr breiten Strommündungen, an der Seeküste oder bei sehr lebhaftem Schiffahrtsverkehr versagen auch diese Verfahren. Dann ist man genötigt, die Peilpunkte in anderer Weise einzumessen, wofür folgende Verfahren sich eignen.

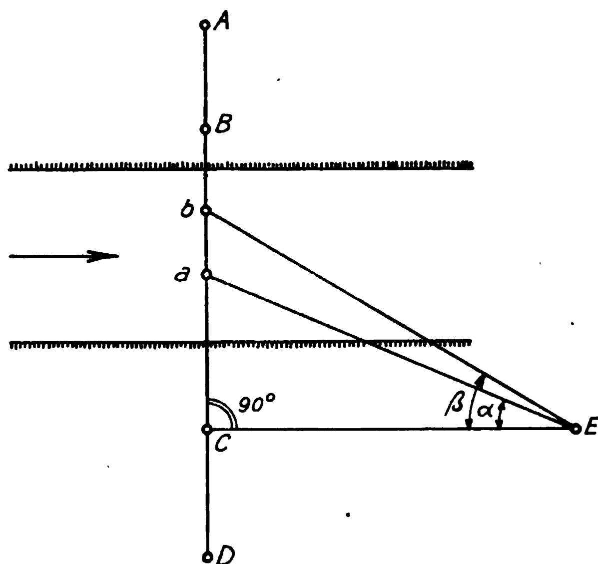


Fig. 186.

Läßt sich, Fig. 186, die Fluchtlinie des Peilungsquerschnittes an einem oder an beiden Ufern durch Baken A, B, C, D abstecken, und bietet überdies sich auf einem Ufer die Möglichkeit, eine Basislinie CE festzulegen und zu messen, dann fährt man mit dem Peilboote in der Flucht AB oder CD. In dem Zeitpunkte, in dem an Stellen a, b usw. gepeilt wird, hat der bei E an einem Theodoliten stehende Beobachter auf ein vom Boote aus gegebenes Zeichen die Winkel α, β usw. einzumessen.

Ist es bei sehr großer Strombreite schwierig, sich vom Boote aus in die Peilflucht einzurichten, oder ist die Festlegung der Peilungsflucht durch zwei Baken auf einem Ufer nicht möglich, dann kann man mit zwei Theodoliten in C und E, Fig. 186, so verfahren, daß ein Beobachter in C dem Peilboote die Flucht angibt, während ein zweiter Beobachter in E wiederum wie vor die Winkel bestimmt.

Liegen die örtlichen Verhältnisse, Fig. 187, so, daß auf einem Ufer außer dem gut sichtbaren Punkte B des Messungsquerschnittes BD noch zwei andere ebenfalls

gut sichtbare Punkte A und C vorhanden sind, dann läßt sich die Lage des Peilungspunktes a dadurch bestimmen, daß man vom Boote aus mit dem Spiegelsextanten die Winkel α und β mißt (Pothenotsche Aufgabe). Dieses Verfahren des Rückwärtseinschneidens kommt auch an der Seeküste zur Anwendung. Die Peilung und Winkelmessung erfolgt dann zweckmäßig von einem Motorboote aus. Läßt sich, Fig. 188, an der Seeküste eine brauchbare Standlinie AB ungefähr parallel zum Strande abmessen, dann lassen sich die Tiefenmessungspunkte D wie folgt bestimmen. Von A aus werden nach der See zu Linien AS strahlenförmig gepeilt, deren Lage durch Baken bei A und E bestimmt ist. Nunmehr wird vom Boote aus mit dem Spiegelsextanten der Winkel $ADB = \alpha$ gemessen. Die Messungspunkte D werden in die Karte mit dem gezeichneten Hilfskreise und unter Benutzung der Beziehungen

$$h = \frac{a}{2} \cdot \operatorname{cotg} \alpha \text{ und } r = \frac{h}{\sin \alpha}$$

aufgetragen.

Für die Auftragung sind Tafeln zu benutzen, welche die trigonometrischen Funktionen für den Radius $r = 1$ enthalten. Man hat h abzutragen und mit r von C aus den Messungspunkt D auf AS einzuschneiden. Ist $\alpha < 45^\circ$, dann kann man mit r von A aus den Punkt C abschneiden und von C aus den Punkt D finden.

Das in Fig. 189 dargestellte Verfahren dient zur Bestimmung eines Peilungspunktes in See, der nicht in einer bestimmten Fluchtlinie liegt. Mit dem Sextanten werden vom Boote aus die Winkel α und β gegen die Festpunkte A, B und B_1 der Standlinie AB_1 gemessen. Der Peilungspunkt D liegt auf dem Schnittpunkte der beiden mit r aus C und mit R aus C_1 zu beschreibenden Kreise. Es wird, falls α und β kleiner als 45° werden, unmittelbar mit den Radien r und R festgelegt.

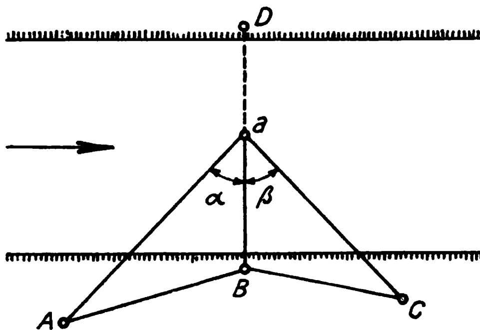


Fig. 187.

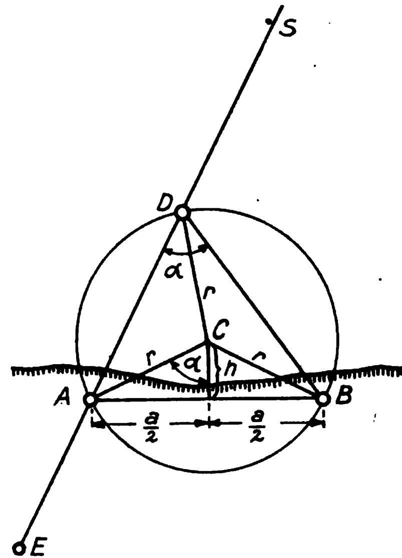


Fig. 188.

Der Abstand der einzelnen Peilungspunkte in einem Querschnitte richtet sich nach der Breite des Querschnittes und nach der Ausbildung der Bettsohle. Je größer die erstere und je regelmäßiger die letztere ist, um so größer kann der Abstand genommen werden. Die Abstände bewegen sich etwa zwischen 1,0 m bei kleinen Wasserläufen und 10 m bei großen Strömen.

Der gegenseitige Abstand der gepeilten Querschnitte ist ebenfalls von der Größe und der Beschaffenheit des Flusses abhängig. Man wird in der Regel mit einem Abstande gleich der halben Flußbreite auskommen. In Krümmungen und bei besonders unregelmäßigen und verwilderten Flußstrecken wird man je nach Befund den Abstand kleiner nehmen.

Die Messungsergebnisse werden in die Fluß- oder Stromkarte entweder so eingetragen, daß man die Punkte gleicher Wassertiefe durch fortlaufende Linien miteinander verbindet und die zwischen diesen Tiefenlinien liegenden Flächen in blauer Farbe abtönt, oder in der Weise, daß man die Querschnitte in verzerrtem Höhenmaßstabe in die Kartenebene aufklappt.

Die Verbindungslinie zwischen den tiefsten Punkten der einzelnen Querschnitte, wobei man von künstlich hervorgerufenen Kolken wie solchen von Buhnenköpfen absehen muß, ergibt den Talweg oder die Fahrrinne.

Als Maßstab für die Flußkarten nehme man je nach Erfordernis 1 : 1000 bis etwa 1 : 50000.

Aus den Flußkarten, den Längennivellements und den Querpeilungen ergeben sich die Längenschnitte des Wasserlaufes. Auch sie sind, ebenso wie die Querschnitte, in verzerrtem Maßstabe aufzutragen. Für die Längen nimmt man gewöhnlich als Maßstab den der Flußkarte, während die Höhen in einem 50- oder 100 fachen Maßstabe aufgetragen werden.

Fig. 189.

Fig. 190.

Da die Ermittlung der Tiefenverhältnisse in der Fahrrinne mit Hilfe von Querpeilungen ein sehr zeitraubendes Verfahren darstellt, so hat es nicht an Versuchen gefehlt, den Anforderungen der Schiffahrt dadurch möglichst schnell zu entsprechen, daß man nur den Talweg in der Längenrichtung des Flusses peilt. Von den diesbezüglichen Verfahren hat sich das von Stecher [35] besonders bewährt. Der in Fig. 190 dargestellte selbstzeichnende Peilapparat von Stecher besteht aus einer auf der Flußsohle schleppenden Stange, die oben mit dem Ende einer wagerechten, drehbaren Welle derart verbunden ist, daß jede in der Lotebene erfolgende Bewegung der Stange ein Drehen der Welle bewirkt. Die Welle W ist auf einem von zwei miteinander gekuppelten Kähnen gelagert. Der untere mit der Flußsohle in Berührung kommende Teil T der Schleppstange ist nach einer Kreisevolvente gekrümmt, ihr oberer gerader

Teil R bildet den Radius des Grundkreises dieser Evolvente, dessen Mittelpunkt in der Wellenachse liegt. Auf der Welle sitzt ein Scheibenstück S, auf dem ein durch eine Feder gespanntes Stahlband i befestigt ist, dessen anderes Ende mit einer wagerecht beweglichen, einen Schreibstift tragenden Schiene verbunden ist. Der Schreibstift berührt einen Papierstreifen, der durch ein Uhrwerk mit gleichförmiger Geschwindigkeit unter ihm vorbei bewegt wird. Bei wechselnden Tiefen dreht sich die Schleppstange um W, wobei Scheibe und Stahlband diesen Bewegungen folgen. Es ist nun

$$AB = \text{Bogen } AD$$
$$AC = \quad \text{»} \quad AE,$$

mithin $BC = t =$ Bogen DE.

Senkt sich die Stange um t, so legt Punkt J des Stahlbandes den Weg $JK = l$ zurück.

Da nun $$FG : DE = r : R = l : t,$$
so ist $$t = l\frac{R}{r}.$$

Um t zu erhalten, muß man daher die Wegelänge l des Schreibstiftes an einem Maßstabe $\frac{r}{R}$ messen.

Der das Peilfahrzeug schleppende kleine Dampfer wird so gesteuert, daß die Übergänge des Talweges tunlichst an den tiefsten Stellen getroffen werden. Bei zu schneller Fahrt kann die alsdann auftretende starke Strömung verhindern, daß die Peilstange die Flußsohle berührt, während andererseits bei sehr langsamer Fahrt und sehr feinem Geschiebe die Stange in den Boden einsinken kann. Es ist daher die günstigste Fahrgeschwindigkeit auszuproben. An der Elbe beträgt sie etwa 6 bis 10 km/Stunde. Innerhalb dieser Grenzen gleitet die Stange gleichmäßig auf der Flußsohle, und der Beobachter auf dem Peilschiffe hört zugleich aus dem hervorgebrachten Geräusche deutlich, ob die Sohle aus grobem Kiese oder feinem Sande besteht, was an entsprechender Stelle auf dem Papierstreifen vermerkt wird. Auch läßt sich die Lage von Baumstämmen, Steinen usw. in der Fahrrinne ziemlich sicher feststellen. Landbaken, Kilometersteine und sonstige Festpunkte werden bei der Vorbeifahrt von einem Beobachter auf dem Papierstreifen und gleichzeitig in einer Stromkarte angemerkt.

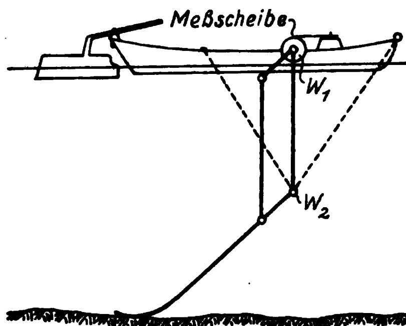


Fig. 191.

Um nicht nur einen Längenschnitt, sondern zwei oder drei im Abstande von etwa einer Schiffsbreite nebeneinander zu erhalten, werden an der Außenseite der Fahrzeuge ein bis zwei weitere Peilstangen angebracht, deren jede eine besondere Welle mit Scheibenstück, Stahlband und Schreibstift erhält, sonst aber auf dem gleichen Papierstreifen zeichnet.

Bei Wassertiefen über 11 m ist die vorbeschriebene Peilvorrichtung wegen der alsdann sehr groß werdenden Länge der Peilstange unbequem. Man kann mit einer viel geringeren Stangenlänge auskommen, wenn man bei Peilungen in großen Tiefen nach Fig. 191 die Stange nicht an die die Meßscheibe tragende Welle W_1, sondern an eine in entsprechender Tiefe unter dem Wasserspiegel liegende Welle W_2 hängt und

beide Wellen durch eine einfache Vorrichtung zur Übertragung der Drehungen der unteren Welle auf die obere verbindet. Handelt es sich z. B. um Peilungen in Tiefen von 6 bis zu 12 m, so kann die Welle W_2 5,5 m unter dem Wasserspiegel angebracht werden. Es genügt dann eine etwa 9,5 m lange Schleppstange, mit der, wenn sie an die obere Welle gehängt wird, die Tiefen von weniger als 6 m gemessen werden können.

D. Geschwindigkeitsmessungen.

Die Geschwindigkeit strömenden Wassers wird entweder so gemessen, daß man die Zeit bestimmt, die frei schwimmende Körper gebrauchen, um eine gewisse bekannte Wegstrecke zurückzulegen, oder so, daß man örtlich festgehaltene Vorrichtungen dem Stoße des fließenden Wassers aussetzt und aus der beobachteten Stoßwirkung die örtliche Geschwindigkeit berechnet.

Schwimmermessungen. Die Schwimmer müssen so beschaffen sein, daß sie

1. eine möglichst geringe Wasserverdrängung haben,
2. einen möglichst kleinen Luftwiderstand hervorrufen und
3. gut sichtbar sind.

Die erste Forderung ist darin begründet, daß ein frei schwimmender Körper um so mehr voreilt, je größer die sein Eigengewicht ausgleichende Wasserverdrängung ist. Während in der den schwimmenden Körper umgebenden und fließenden Wassermasse ein Anteil der beschleunigenden Seitenkraft der Schwere durch die inneren Bewegungen fortwährend verzehrt wird, fehlen in dem wasserfreien Tauchraum des schwimmenden Körpers diese inneren Bewegungen, so daß der letztere stärker beschleunigt wird als das ihn umgebende Wasser. Andererseits wird durch diesen Geschwindigkeitsunterschied an der eingetauchten Oberfläche des Schwimmers eine verzögernde Reibungskraft auftreten, vermöge welcher auch der Schwimmer sehr bald eine gleichförmige Bewegung annehmen wird, die nur etwas größer sein wird als die ebenfalls gleichförmige Bewegung des ihn umgebenden fließenden Wassers.

Nun sind die inneren Bewegungen im fließenden Wasser um so geringer, je regelmäßiger das Abflußgerinne gestaltet ist. Damit daher ein Schwimmer möglichst zutreffende Ergebnisse liefere, sollten Schwimmermessungen nur in tunlichst geradlinigen und regelmäßig ausgebildeten Flußstrecken angestellt werden.

Die zweite Forderung bedingt, daß Schwimmermessungen nur bei Windstille vorzunehmen sind. Endlich dürfen die Schwimmer nur soviel aus dem Wasser herausragen, daß der dritten Forderung noch genügt wird.

Tauchen die Schwimmer nur eben unter der Oberfläche ein, dann ergeben sie als Oberflächenschwimmer die Oberflächengeschwindigkeit an einer bestimmten Stelle des Messungsquerschnittes. Werden sie als sogenannte Schwimmstäbe verwendet, die in ruhigem Wasser lotrecht schwimmend bis zur Flußsohle hinabreichen, ohne diese zu berühren, dann ergeben sie die mittlere Geschwindigkeit in der Lotrechten, die einer gewissen Stelle des Messungsquerschnittes zugehört.

Der Messungsvorgang ist in beiden Fällen der folgende: Es werden zwei Messungsquerschnitte tunlichst senkrecht zur Strömungsrichtung ausgebakt, deren gegenseitiger Abstand so zu bemessen ist, daß die Schwimmzeiten mindestens etwa 15 bis 30 Sekunden betragen. Die Länge der Meßstrecke AB ist an einem Ufer genau bestimmt.

Ihr Anfangspunkt A liegt im oberen, ihr Endpunkt B im unteren Messungsquerschnitte. In A und B befindet sich je ein Beobachter. Beide Beobachtungsorte sind durch eine Drahtleitung miteinander verbunden. Der Schwimmer wird soweit oberhalb des oberen Querschnittes von einem Boote aus zu Wasser gebracht, daß er beim Eintritt in diesen seine gleichförmige Geschwindigkeit erreicht hat. Der in A stehende Gehilfe setzt beim Eintritt des Schwimmers in den oberen Querschnitt eine Stoppuhr in Gang, während der Gehilfe in B das Herannahen des Schwimmers vermittels eines durch andauernden Stromschluß erzeugten Glockenzeichens dem Gehilfen in A mitteilt und diesen zur Aufmerksamkeit ermahnt. Sobald der Schwimmer aus dem Querschnitt bei B austritt, löst hier der Gehilfe den Kontakt, das Läutewerk in A hört auf, welchen Zeitpunkt der dortige Beobachter durch gleichzeitiges Anhalten der Stoppuhr festlegt. Um die einzelnen Schwimmerwege, das sind die geometrischen Orte der Durchgänge im Ein- und Austrittsquerschnitte, zu ermitteln, kann man bei Flußbreiten bis zu etwa 100 m zwei metrisch geteilte Drahtseile über den Fluß spannen, das eine dort, wo man die Schwimmer zu Wasser bringt, das andere im Querschnitt bei B. Die Schwimmer werden am oberen Drahtseile in bestimmten, möglichst unter sich gleichen Abständen eingesetzt und von einem am unteren Drahtseile liegenden Boote aus unter gleichzeitiger Beobachtung ihres dortigen Durchgangspunktes wieder aufgefangen.

Bei größeren Strombreiten oder auch bei lebhaftem Schiffsverkehr, wenn die Ortsbestimmung an quergespannten Drahtseilen untunlich wird, ist der örtliche Durchgang des Schwimmers mittels des Meßtisches oder eines Winkelinstrumentes festzustellen. Es empfiehlt sich dann, das Winkelmeßinstrument in geeignetem Abstande ober- oder unterhalb des Messungsquerschnittes aufzustellen. Damit die Fluchtschnitte der Durchgangspunkte nicht etwa zu schief ausfallen, wird das Winkelinstrument — und natürlich mit ihm auch die elektrische Fernleitung — auf das gegenüberliegende Ufer verlegt, sobald die Messung auf einer Stromhälfte beendet ist.

Die Anzahl der Schwimmermessungen ist in dem Sinne von den Ergebnissen der einzelnen Messungen abhängig zu machen, daß sie um so kleiner sein darf, je geringer die Unterschiede der Messungsergebnisse für einen und denselben Schwimmerweg ausfallen. — Als Oberflächenschwimmer nehme man Rundholzabschnitte von etwa 10 cm Durchmesser und 2 cm Dicke. Bei größeren Flußbreiten sind diese schlecht zu sehen und statt ihrer daher ganz kurze Stabschwimmer anzuwenden. Solche Stabschwimmer werden von dem eidgenössischen hydrometrischen Bureau aus 50 cm langen und 2,5 cm breiten Holzstäben gefertigt, deren Dicke unten 1 cm, oben jedoch nur 0,2 cm beträgt. Am Fuße der Stäbe wird ein U-förmiger Bleistreifen angenagelt, dessen Gewicht, 40 g, so bemessen ist, daß vom Schwimmer ein etwa 10 cm langes, weiß oder schwarz bemaltes Stück aus dem Wasser hervorragt. Die Einwirkung der Oberflächengeschwindigkeit wird übrigens besser zum Ausdruck kommen, wenn man ein solches Stäbchen etwa 10 cm unter seinem oberen Ende mit einem wagerechten Lattenkreuze versieht, dessen vier Arme je etwa 40 cm lang sind.

Die Messung der mittleren Geschwindigkeit in einer Lotrechten erfolgt mit Hilfe von Schwimmstäben. Legler [36] empfiehlt die Schwimmstäbe aus leichten Gipslatten zu schneiden oder auch bei großen Wassertiefen aus solchen zusammenzusetzen. Sie werden am unteren Ende mit angebundenen Eisen- oder Ziegelstücken usw. so beschwert, daß sie im ruhenden Wasser aufrecht schwimmen und noch etwa 30 cm hervorragen, damit man ihren Weg gut beobachten kann. Die Lattenlänge richtet sich nach der Tiefe der zu messenden Querschnittslotrechten so, daß die Latte an die Fluß-

sohle nicht anstoßen kann. Wird eine solche Latte in fließendes Wasser gebracht, dann weicht ihre Schwimmlage von der Lotrechten ab, indem ihr Fuß, der sich ja in einer Wasserschicht geringerer Geschwindigkeit befindet als ihr oberes Ende, gegen dieses etwas zurückbleibt. Bei einem solchen Schwimmer erhält man offenbar unmittelbar die Einwirkungen aller der Geschwindigkeiten, die gleichzeitig in der Lotrechten vorhanden sind, d. h. die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der betreffenden Lotrechten.

Bei großen Strömungsgeschwindigkeiten von 3 m und mehr empfiehlt es sich, statt der dann leicht zerbrechenden, langen, dünnen Gipslatten Holzstäbe oder auch Metallröhren zu verwenden, die man auch aus einzelnen Stücken zusammenschrauben kann, um die Tauchtiefe je nach der Wassertiefe verändern zu können.

Der Ausführung von Messungen mit Schwimmstäben muß stets eine sorgfältige Peilung der Versuchsstrecke vorangehen, damit man die Tauchungen der Stäbe so bemessen kann, daß man sicher ist, daß diese während der Messung die Flußsohle nicht berühren können. Die Verwendung der Schwimmstäbe ist an die Vorbedingung gebunden, daß in der Richtung der Schwimmerwege, also gleichlaufend mit der Strömung, die Flußsohle möglichst geringe Erhöhungen und Vertiefungen aufweist.

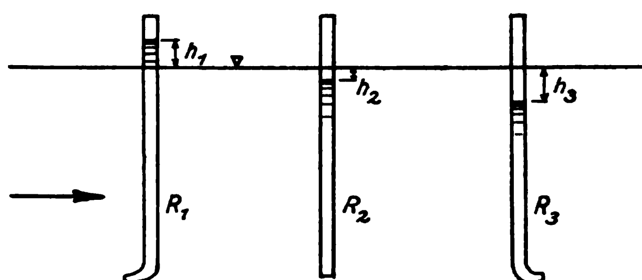


Fig. 192.

Die mittelbare Bestimmung der Geschwindigkeit in einem beliebigen Punkte eines Abflußquerschnittes kann mit Hilfe des **statischen** oder **dynamischen Gleichgewichtes** erfolgen. Zu den Vorrichtungen der ersten Art gehören die **Messungsröhren**, zu denen der zweiten Gattung die **Flügel**.

Die Pitotsche Röhre [10]. Pitot machte im Jahre 1732 die Beobachtung, daß, wenn eine an beiden Enden offene Glasröhre R_1 so, wie in Fig. 192 gezeichnet, in strömendes Wasser getaucht wird, das Wasser in dem lotrechten Schenkel um eine Höhe h_1 ansteigt, die von der Geschwindigkeit v des Wassers an der unteren Rohröffnung abhängt. Die Pitotsche Annahme, daß

$$v^2 = 2g h_1,$$

würde jedoch nur dann genau sein, wenn die Wasserfäden an der unteren Rohröffnung geradlinig und einander parallel sein würden. Das ist aber nicht der Fall, da die Wasserfäden wegen des Vorhandenseins der Röhre umgebogen werden. Das wird augenscheinlich, wenn man in das strömende Wasser an der gleichen Stelle und bis zu der gleichen Tiefe eine lotrechte Röhre R_2 oder eine unten stromabwärts gerichtete Röhre R_3 eintaucht. In diesen beiden Fällen entsteht eine Saugwirkung, die eine Senkung der Wassersäule um h_2 oder um h_3 bewirkt, wobei

$$h_3 > h_2.$$

Da somit keine der kleinen Höhen h_1, h_2 oder h_3 genau der örtlichen Geschwindigkeit v entspricht, so müssen die Höhen zu der Größe $\frac{v^2}{2g}$ in einem konstanten Verhältnisse stehen, das von den Abmessungen und der Form der Röhre abhängt. Es ist daher

$$\frac{v^2}{2g} = m_1 h_1 = m_2 h_2 = m_3 h_3.$$

Ist der zugehörige Beiwert m durch den Versuch gefunden, dann ergibt die Messung der Höhe h die gesuchte Geschwindigkeit.

Aber die Ablesung der kleinen Höhen ist außerordentlich schwierig und unsicher. Die freie Oberfläche einer strömenden Flüssigkeit ist unaufhörlichen Veränderungen unterworfen, die oft so groß werden, daß sie die gemessenen Höhen h erreichen, so daß man diese oft nur in einer geringen Annäherung ermitteln kann.

Darcy hat die Pitotsche Röhre dadurch gebrauchsfähig gemacht, daß er die beiden Röhren R_1 und R_3 der Fig. 192 in der Vorrichtung der Fig. 193 vereinigte und sie mit Hähnen versah, die die Ablesung wesentlich erleichtern. Die beiden Röhren R_1 und R_3 können gleichzeitig mit dem Hahn H_u abgeschlossen werden, während mit dem in ihrer oberen Vereinigung angebrachten Hahn H_0 die letztere nach Belieben mit der äußeren Luft verbunden oder gegen sie abgeschlossen werden kann. Taucht man das Instrument in der gezeichneten Weise in das strömende Wasser, dann stellen sich in den beiden Röhren bei geöffneten Hähnen die Hebung h_1 und die Senkung h_3 ein. Wenn man jetzt den Hahn H_u abschließt, dann kann man das Instrument aus dem Wasser heben und mit großer Genauigkeit den Höhenunterschied $(h_1 + h_3)$ ablesen. Anstatt so zu verfahren, kann man auch, unter Belassung der Vorrichtung im eingetauchten Zustande, den Hahn H_0 öffnen und mit dem Munde die über den Wassersäulen in den Rohren R_1 und R_3 stehende Luft absaugen, wodurch die Wassersäulen um die Strecken $a a_1 = b b_1$ angehoben, also in bequem ablesbare Höhe gebracht werden. Die Glasröhren sind auf einer mit einer Skala versehenen Tafel befestigt.

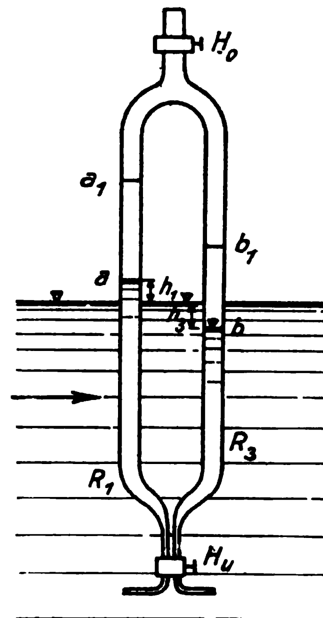


Fig. 193.

Um die Schwingungen der Wassersäulen zu verringern, erhalten die unteren umgebogenen Enden der Röhren sehr kleine Durchmesser, etwa 1,5 mm, während ihr oberer Durchmesser 10 mm beträgt. Es ist nun

$$h = h_1 + h_3 = \frac{v^2}{2g}\left(\frac{1}{m_1} + \frac{1}{m_3}\right)$$

oder

$$v = \mu \sqrt{2gh}.$$

Die Bestimmung der jedem Instrumente eigenen Konstanten μ erfolgt so, daß man das Instrument mit verschiedenen, aber jedesmal gleichförmigen Geschwindigkeiten durch das ruhige Wasser eines Versuchskanals bewegt. Die Konstante μ schwankt bei den ausgeführten Darcy-Pitotschen Vorrichtungen der in Fig. 193 gezeichneten Form um einen Mittelwert von etwa 1,15 zwischen den Grenzen von etwa 1,012 bis 1,37.

Für künstliche Gerinne und natürliche Wasserläufe mit bescheidenen Abmessungen ist die Darcy-Pitotsche Röhre sehr brauchbar. Für größere Wasserläufe und namentlich größere Tiefen reicht sie aber nicht mehr aus.

Bei sehr kleinen Geschwindigkeiten werden die Unterschiede zwischen der hydrostatischen und hydrodynamischen Druckhöhe so klein, daß genaue Ablesungen sehr erschwert sind. In der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau bedient man sich zur Vergrößerung des Druckhöhenunterschiedes eines von Max Möller vorgeschlagenen Verfahrens [37]. Bringt man über das Wasser in den beiden Röhren ein

Öl, das leichter ist als Wasser ($\gamma_ö < 1{,}0 = \gamma_w$), und setzt die beiden Ölsäulen miteinander in Verbindung, so tritt ein Fließen in den Röhren ein und die Entfernung der Grenzschichten zwischen Wasser und Öl nimmt so lange zu, bis der hydrodynamische Druck d und das Gewicht der Wassersäule D dem hydrostatischen Druck und dem Gewichte der Ölsäule von gleicher Länge D das Gleichgewicht halten.

$$D\gamma_w = D\gamma_ö + d\gamma_w$$

oder

$$D = \frac{d\gamma_w}{\gamma_w - \gamma_ö} = d \cdot \frac{1}{1 - \gamma_ö}.$$

Wird das Ölgefäß oben luftdicht abgeschlossen, so können die Ablesungen in bequemer Höhe erfolgen und der Flüssigkeitsspiegel ist vor jähen Schwankungen geschützt. Als am meisten geeignet hat sich Paraffinöl oder Petroleum ergeben. Zwischen

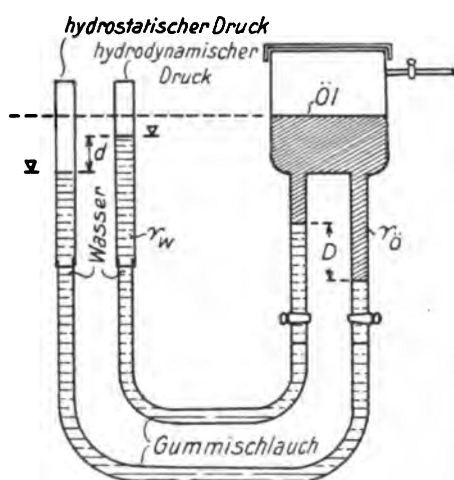


Fig. 194.

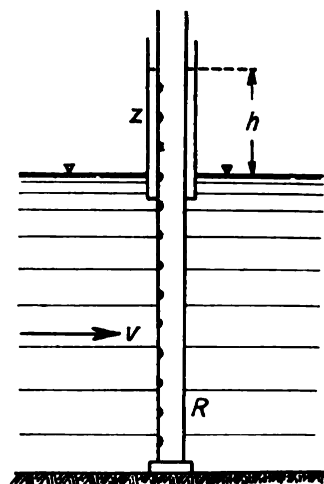


Fig. 195.

der Pitotschen Röhre und dem Messgeräte werden, Fig. 194, zwei lange weite Gummischläuche eingeschaltet, die vermöge ihrer Elastizität die Pulsationen des Wassers aufnehmen. Die Vorrichtung wird durch Eichung in stehendem Wasser unmittelbar geprüft.

Die auf dem Grundsatz der Pitotschen Röhre beruhende Frank sche Röhre, Fig. 195, soll mit einer einzigen Beobachtung die einer Querschnittlotrechten zukommende mittlere Geschwindigkeit ergeben. Daß sie solches aber nicht zu tun vermag, hat Amsler-Laffon [38] nachgewiesen, und da auch unsere eigenen Erfahrungen gegen die Verwendung der Frankschen Röhre sprechen, so sollen an dieser Stelle die Bedenken von Amsler-Laffon ausführlich wiedergegeben werden. Das unten geschlossene Rohr R ist längs einer Geraden in gleichen Abständen von 25 mm mit feinen Löchern versehen. Beim Gebrauche wird das Rohr lotrecht so eingetaucht, daß die Löcher gegen die Strömung gerichtet sind. Die über dem Wasserspiegel liegenden Löcher sind in den Zylinder Z eingeschlossen. Durch den gegen die einzelnen Löcher wirkenden Wasserstoß steigt das Wasser in Z um eine Höhe h. Sind die gegen die einzelnen Löcher wirkenden Geschwindigkeiten v_1, v_2, $v_3 \ldots v_n$, dann ist die mittlere Geschwindigkeit

$$v = \frac{v_1 + v_2 + v_3 + \cdots + v_n}{n}.$$

Die Franksche Annahme, daß
$$v = f(h),$$
d. h. daß die mittlere Geschwindigkeit eine Funktion der Wassersäulenhöhe h sei und daß h, wie bei der Pitotschen Röhre, nur von einer durch Versuche zu bestimmenden Konstanten abhänge, ist jedoch nicht zutreffend. Durch diejenigen Löcher, für die der Wasserstoß $\mu v^2 > h$ ist, wird Wasser ins Rohr getrieben, das sich längs der Rohrachse bewegt und durch die Löcher austritt, für welche $\mu v^2 < h$ ist. Sobald sich der Gleichgewichtszustand eingestellt hat, tritt durch die einen Löcher soviel Wasser aus als durch die anderen eintritt. Es wird h konstant, sobald die Summe aller äußeren Drücke gleich wird der Summe aller inneren Drücke, oder wenn die algebraische Summe aller Drücke gleich Null geworden ist.

Ist H_k der hydrostatische Druck auf eine Öffnung a_k, dann ist der ganze äußere Druck auf diese Öffnung
$$= a(\mu v_k^2 + H_k).$$
Auf der inneren Seite der Röhre wirkt gegen das Loch a_k der Druck einer Wassersäule von der Höhe $H_k + h$. Mithin ist der nach innen gerichtete Gesamtdruck auf a_k
$$= a(\mu v_k^2 + H_k) - a(H_k + h) = a(\mu v_k^2 - h),$$
und daher der Gesamtdruck auf sämtliche Löcher
$$= a(\mu v_1^2 - h) + a(\mu v_2^2 - h) + \cdots + a(\mu v_n^2 - h)$$
$$= a\mu(v_1^2 + v_2^2 + \cdots + v_n^2) - anh.$$
Für den Gleichgewichtszustand muß dieser Ausdruck gleich Null sein, also
$$a\mu(v_1^2 + v_2^2 + \cdots + v_n^2) = anh,$$
woraus
$$h = \mu \frac{(v_1^2 + v_2^2 + \cdots + v_n^2)}{n}.$$
Für $n = 1$ folgt hieraus
$$h = \mu v^2 \text{ (Pitotsche Röhre)},$$
$$v = \sqrt{\frac{h}{\mu}}.$$

Für $n > 1$ erhält man aus h den Mittelwert des Quadrates der Geschwindigkeiten, nicht aber den gesuchten Mittelwert von v, der aus dieser Formel überhaupt nicht abzuleiten ist.

Die mit der Frankschen Röhre beobachtete Geschwindigkeit liegt zwar zwischen der kleinsten und der größten längs der Röhre wirkenden Geschwindigkeit, kann aber erheblich vom Mittelwerte abweichen.

Hydrometrische Flügel. Gegen das Jahr 1790 benutzte der hamburgische Wasserbaudirektor Woltmann erstmalig einen dem Schoberschen Windmesser nachgebildeten Flügel zu Geschwindigkeitsmessungen in der Elbe. Fig. 196 zeigt einen Woltmannschen Flügel mit mechanischem Zählwerk in seiner heutigen Ausbildung, deren Grundsätze aber bereits der erste Woltmannsche Flügel aufwies. Der wesentlichste Bestandteil eines solchen Flügels ist ein auf leicht drehbarer wagerechter Welle sitzendes Schaufelrad mit schraubenförmig gekrümmten Flächen, das durch den Stoß des strömenden Wassers in Umdrehung versetzt wird. Dieser einfache Grundgedanke ist allen Flügeln gemeinsam; sie unterscheiden sich nur in der Art der Zählung der Flügelumdrehungen und darin, wie die Vorrichtung eingetaucht und örtlich festgehalten wird.

Bei den eigentlichen Woltmannschen Flügeln ist am Instrument selbst, Fig. 196, ein aus zwei Zahnrädern gebildetes Zählwerk angebracht, das durch eine auf der Flügelwelle angebrachte Schnecke angetrieben wird. Dieses Zählwerk läßt sich durch einen Schnurzug nach Belieben ein- und ausrücken, so daß man durch Ablesen der Stellung der Zählräder vor und nach jeder Messung die Anzahl der in der Beobachtungszeit vollführten Flügelumdrehungen feststellen kann. Das bedingt aber, daß für jede Ablesung der Flügel aus dem Wasser gehoben werden muß. Auch ist man nicht sicher, ob auch wirklich genau in dem Augenblicke, in dem die Schnur gezogen oder nachgelassen wird, das Zählwerk ein- oder ausgerückt wird. Diese Nachteile werden vermieden, wenn man die Flügelumdrehungen auf elektrischem Wege auf den Standort des Beobachters überträgt, woselbst sich gemeinsam mit der Stromquelle Signaleinrichtungen befinden, die durch isolierte Leitungsdrähte (Kabel) mit dem Flügel verbunden sind.

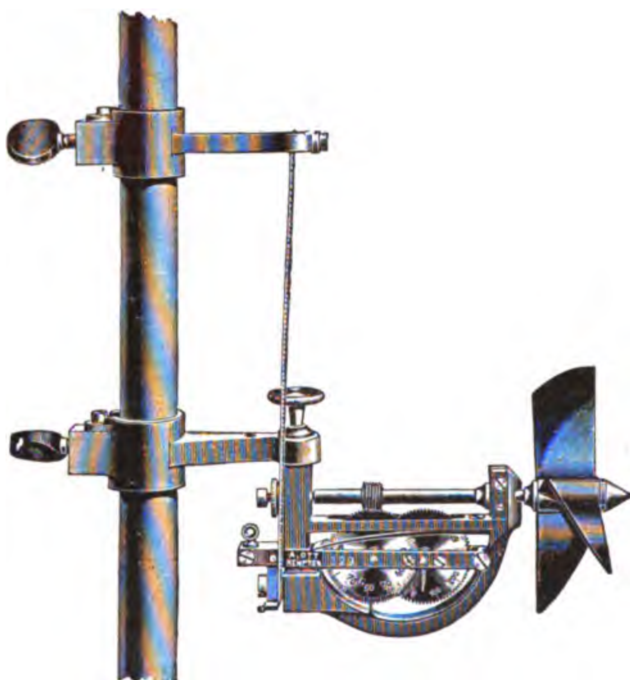


Fig. 196. 1/3 nat. Gr.

Eine sehr empfehlenswerte Signaleinrichtung ist eine einfache elektrische Klingel, die mittels einer am Flügel angebrachten Stromschlußvorrichtung nach jeder 25sten oder 50sten Umdrehung des Flügels auf kurze Zeit zum Ertönen gebracht wird. An einer Sekundenuhr beobachtet man die Zeit, die von dem Aufhören eines Signals bis zu dem Aufhören des anderen verstreicht und kann daraus die gesuchte Anzahl der Umdrehungen in 1 Sekunde berechnen.

Es empfiehlt sich, den Flügel noch mit einer zweiten Stromschlußvorrichtung zu versehen, die bei jeder einzelnen Umdrehung des Flügels betätigt wird, wenn man nach Ausschaltung der ersten Kontaktvorrichtung diese in den elektrischen Stromkreis einschaltet, und die dann benutzt wird, wenn bei sehr kleinen Geschwindigkeiten der Flügel sich sehr langsam dreht. Dann kann man mit Hilfe eines in den Stromkreis eingeschalteten Telephons die Einzelumdrehungen nach dem Gehör zählen, wobei man sich vorteilhaft eines von Hand zu betätigenden Handzählers bedient. Auch wenn man die eigentlichen Messungen nur mit dem Klingelwerk ausführen will, ist die Einschaltung eines Telephons von Nutzen, weil man an der Art des in ihm hörbaren Geräusches sofort erkennen kann, ob der Flügel störungsfrei umläuft oder nicht.

Bei umfangreichen Geschwindigkeitsmessungen ist die Verwendung einer selbstzählenden oder selbstschreibenden Vorrichtung dringend anzuraten. Man benutzt dann meistens einen einfachen elektrischen Tourenzähler, der bei Beginn der Beobachtung von Hand eingeschaltet und nach Ablauf einer gewissen Zeitdauer wieder ausgeschaltet wird. Die Beobachtung wird wesentlich erleichtert, wenn man eine Uhr zu

Hilfe nimmt, die eine selbsttätige Unterbrechung der elektrischen Leitung bewirkt. Es wird dann durch Einrücken eines Hebels an der Uhr der Stromkreis geschlossen und der Tourenzähler in Gang gesetzt. Nach genau 100 oder 200 Sekunden schaltet die Uhr den Strom aus, der Tourenzähler steht still und ein Klingelzeichen fordert zu seiner Ablesung auf.

Endlich lassen sich die Kontakte des Flügels durch einen sogenannten Bandchronographen selbsttätig aufzeichnen.

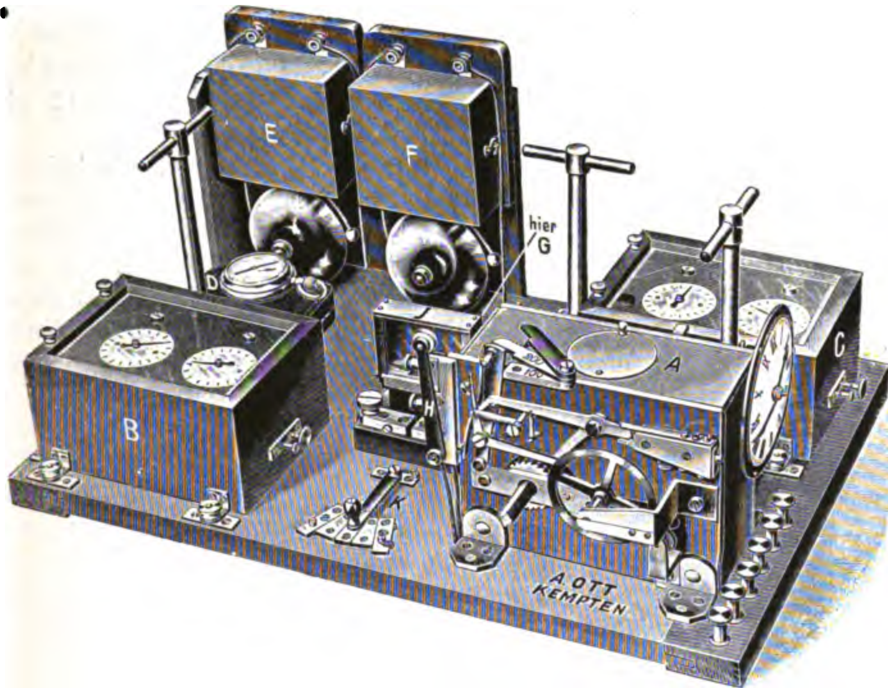


Fig. 197.

Bei den vollkommensten, mit allen Hilfsmitteln ausgestatteten Flügelausrüstungen werden die Meß- und Zählvorrichtungen so auf einem Schaltbrett angebracht, daß alle einzelnen Teile bequem zu übersehen und zu handhaben sind. Fig. 197 zeigt eine solche Schalttafel, die folgende Apparate trägt:

A eine Uhr zur selbsttätigen Ausschaltung des elektrischen Stromes nach je 100 oder 200 Sek.,
B einen Tourenzähler zum Zählen der Flügelumdrehungen,
C einen Tourenzähler zum Anzeigen der Meßstelle (s. w. u.),
D eine Stoppuhr,
E eine Glocke für Signale nach 25 Umdrehungen des Flügels,
F eine Glocke für den Grundtaster (s. w. u.),
G eine kleine Glocke, die nach Ablauf von je 100 oder 200 Sekunden zum Ablesen des Tourenzählers mahnt,
J ein Galvanoskop zur Prüfung der elektrischen Leistungen,
K ein Umschalter.

Während man früher den Flügel an einer eisernen Stange (Röhre) so anbrachte, daß er sich in der Horizontalebene frei um diese drehen konnte und durch Vermittlung

eines Steuerruders sich in die Strömungsrichtung selbsttätig einstellte, wird heute nach dem grundlegenden Vorgange von A. Harlacher [39] der Flügel an der Stange so angebracht, daß er sich nicht mehr frei um ihre lotrechte Achse drehen kann, vielmehr stets mit seiner wagerechten Längenachse senkrecht zur Flucht des Messungsquerschnittes steht, so daß stets die zu dieser senkrecht stehende Seitenkraft der Geschwindigkeit gemessen wird. Da wegen der nie gleichmäßigen Strömung ein sich frei drehender Flügel fortwährenden Schwingungen um seine lotrechte Achse unterworfen ist, so wird durch diese Feststellung des Flügels die Genauigkeit der Geschwindigkeitsmessung erhöht und gleichzeitig die Berechnung der Wassermenge auf die richtige Grundlage gestellt.

Die Stange wird entweder nach dem Verfahren von Harlacher fest auf die Flußsohle aufgestellt oder als hängende Stange verwendet.

Flügel an stehender Stange. Die bei geringen Wassertiefen benutzten kleineren Flügel werden meistens an einer bestimmten Stelle der Stange festgeklemmt. Diese wird dann in das Wasser gestellt und nach der Beendigung der Beobachtungen in dem einen Punkte der Messungslotrechten zwecks Verschiebung des Flügels aus dem Wasser gehoben. Die richtige, d. h. winkelrechte



Fig. 198.

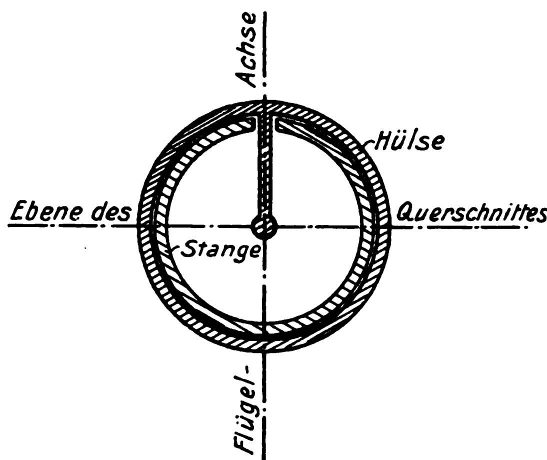


Fig. 199.

Stellung des eingetauchten Flügels wird durch einen in Handhöhe an der Stange angeklemmten kleinen Arm *d*, vgl. Fig. 198, dessen Längenachse in der Fluchtlinie des Messungsquerschnittes liegt, angezeigt. Wenn auch das häufige Herausheben der Stange umständlich ist, so ist doch diese Messungsausrüstung sehr billig und leicht zu befördern. Um die Beförderung des Flügels auf Reisen zu erleichtern, empfiehlt es sich, für die Signalisierung der Flügelkontakte eine elektrische Batterie in solcher Form zu verwenden, daß sie sich an die Stange selbst festklemmen läßt. Es ist *a* eine kleine Trommel zum Aufwickeln der Leitungsschnur, *b* das Trockenelement und *c* die elektrische Klingel.

Sind die Flügel größer und schwerer, dann werden sie mit einer Hülse versehen, die über die Stange geschoben wird und längs dieser mittels eines Kabels lotrecht bewegt werden kann. Harlacher versah die Stange, eine eiserne Röhre, Fig. 199,

mit einem der ganzen Länge nach ausgehobelten, stromabwärts gelegenen Schlitz. Er bezweckte mit diesem Schlitz, daß der Flügel während seiner Hebung oder Senkung in seiner Stellung durch die Strömung nicht beeinflußt wird und daß das in das Innere der Röhre verlegte Aufhängeseil der Strömung nicht ausgesetzt ist. Die zylindrische Hülse, die die Röhre umfaßt, ist mit einem Arme versehen, dessen Dicke etwas geringer ist als die Breite des Schlitzes und der durch den letzteren in das Innere der Röhre geht. An diesem Arme ist das gleichzeitig als Leitungsdraht dienende Aufhängeseil befestigt. Die Strömung ist bestrebt, die Hülse an die Röhre anzupressen. Da aber der Flügel vermöge seines Eigengewichtes von selbst hinuntergleiten muß, wenn man das Aufhängeseil nachläßt, so ist die Hülse mit Laufrollen versehen, so daß sie die Röhre nicht berührt und keine gleitende, sondern nur rollende Reibung entsteht. Gegenüber dem eigentlichen Flügel und in der Verlängerung der wagerechten Flügelachse ist eine Metallscheibe an der Hülse angebracht, die aber nicht, wie bei den alten Flügeln, als Steuerruder, sondern als Gegengewicht wirkt, so daß die Achse des frei aufgehängten Flügels wagerecht liegt.



Fig. 200.

Die Erfahrung hat nun inzwischen gelehrt, daß der Längsschlitz die Stange außerordentlich schwächt und sie schon bei verhältnismäßig kleinen Wassergeschwindigkeiten zu derartig heftigen Schwingungen veranlaßt, daß diesen gegenüber die bei massiver Stange leider nicht vermeidbare ungeschützte Lage des Aufhängeseils oder Kabels als das weitaus kleinere Übel erscheint. Allerdings ist dann bei großen Geschwindigkeiten und beträchtlichen Tiefen das Kabel durch Anbinden an Ringe, die über die Stange gesteckt sind, vor Abtrieb zu bewahren. Damit sich nunmehr der Flügel nicht je nach der Strömungsrichtung auf der runden Stange drehen, sondern in der Richtung senkrecht zum Messungsquerschnitt festgehalten werden kann, sind die Stangen der ganzen Länge nach mit einer aufgeschraubten Vierkantleiste versehen.

Bei dem Flügel der Fig. 200 wird der Flügel mittels eines über das obere Ende der Stange laufenden Kabels nach und nach in die Höhe gezogen, wozu eine Kabelrolle *b* und eine Kabelklemme *c* erforderlich ist. Auf der Stange ist eine Teilung angebracht, an der man die Bewegungen des Kabels beim Aufziehen des Flügels ablesen kann. Zum sicheren Halten der Stange dient ein mit der Kabelklemme verbundener, ungefähr 0,5 m langer Richthebel *d*, der zugleich das Visier für die Einstellung der Stange bildet.

Die schwereren Flügel werden mittels einer an der Stange zu befestigenden Aufwindetrommel bewegt, Fig. 201, die mit einem Zifferblatte versehen ist, an dem man die Senk- und Hubbewegung oder die Tauchtiefe des Flügels auf Zentimeter genau ablesen kann.

Da die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Lotrechten durch Messung der Einzelgeschwindigkeiten in mehreren Punkten derselben sehr umständlich und zeitraubend ist, so hat Harlacher seine Flügel zu der von ihm so genannten mechanischen Integration verwendet. Ihre Ausführung, welche die Anwendung eines Flügels mit Einzelkontakt und elektrischem Tourenzähler erfordert, erfolgt so, daß man den Flügel an der Stange mit gleichförmiger Geschwindigkeit vom Wasserspiegel bis zur Sohle oder umgekehrt bewegt und aus der Gesamtzahl der ermittelten Flügelumdrehungen und aus der zum Durchlaufen der ganzen Lotrechten erforderlichen Zeit unmittelbar die mittlere Geschwindigkeit in der Lotrechten berechnet. Zu dem Zwecke muß die Kabeltrommel mit einem Ablaufregelungswerke *b*, Fig. 201, versehen sein, das die Senkungsgeschwindigkeit des Flügels selbsttätig regelt. Ferner ist der Führungskörper des Flügels mit einem elektrischen Grundtaster *g* zu versehen, der ein Glockenzeichen veranlaßt, sobald der Flügel die Flußsohle oder die Grundscheibe der Stange erreicht hat. A. Ott weist in einer Druckschrift, der wir die meisten unserer Ausführungen entnehmen, darauf hin, daß das Integrationsverfahren mit dem Punktmeßverfahren in folgender Weise vereinigt werden kann. Der Flügel wird mit seiner Achse bis zum Wasserspiegel gesenkt, dann werden die Zeiger am Tiefenzifferblatt der Kabeltrommel und am Flügeltourenzähler auf Null gestellt und nunmehr wird das Ablaufregelungswerk eingeschaltet. Man läßt jetzt so wie bei dem reinen Integrationsverfahren auf Anruf den Flügel sich senken und setzt gleichzeitig Sekundenuhr und Tourenzähler in Gang. Ein Mann beobachtet die Uhr und den Tiefenzeiger, ein zweiter den Tourenzähler. Jedesmal wenn der Tiefenzeiger um eine bestimmte Strecke, etwa 50 oder 25 cm, vorgerückt ist, werden auf Anruf der Stand der Uhr und des Tourenzählers angemerkt. Dies wird solange fortgesetzt, bis die Glocke des Grundtasters ertönt und nach Ablesung von Zeit, Gesamtumdrehungszahl und Wassertiefe die Messung beendet ist. Jede der einzelnen Zwischenablesungen gibt alle Anhaltspunkte,

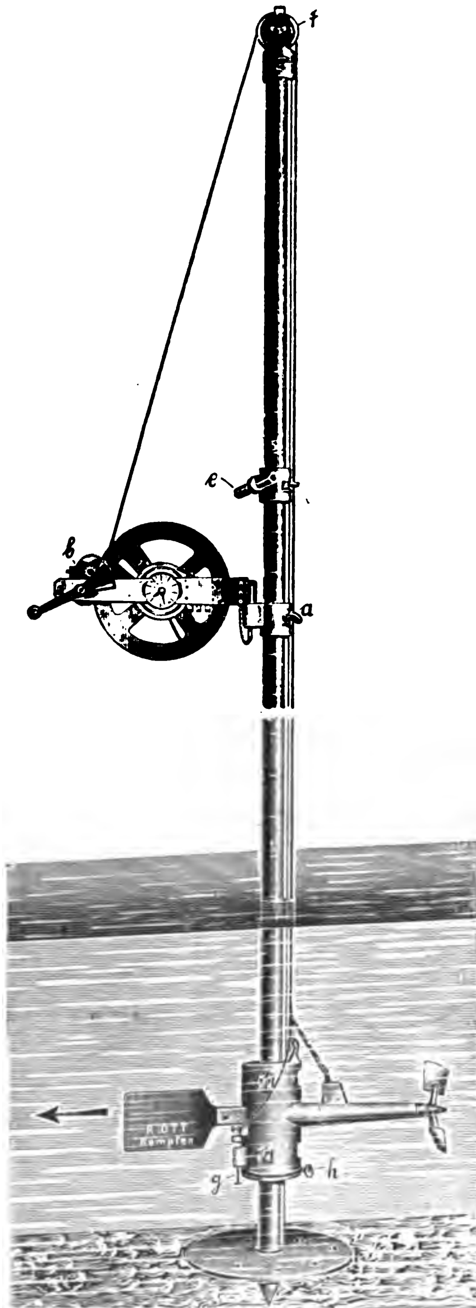


Fig. 201.

um daraus die mittlere Wassergeschwindigkeit in der jeweiligen kleinen Strecke der Lotrechten berechnen und damit auch die Geschwindigkeitslinie selbst zeichnen zu können. Die Endablesung der Instrumente liefert die mittlere Geschwindigkeit in der ganzen Lotrechten. Da die Senkungsbewegung des Flügels meist auf 1 m/Min. eingeregelt wird, so ist gewöhnlich genügende Zeit vorhanden, um die Geschwindigkeitslinie an Hand von Tafeln der Flügelgleichung (s. später) noch während der Messung aufzuzeichnen, so daß jeder Fehler sofort entdeckt werden muß. Auch dann, wenn im Verlaufe der Messung Störungen vorgekommen sind, oder wenn aus anderen Gründen das Ergebnis der Gesamtintegration anfechtbar ist, behalten die Zwischenablesungen ihren vollen Wert.

Statt die jeweilige Tauchtiefe des Flügels an dem Zifferblatte der Trommel abzulesen, ist es oft zweckmäßiger, zur Bestimmung der Flügelsenkung einen zweiten elektrischen Tourenzähler zu benutzen, dessen Zeiger mittels einer besonderen Kontaktvorrichtung an der Winde für je 2 cm Tauchbewegung des Flügels um einen Teilstrich weiterspringt. Noch besser ist die Verwendung einer selbstschreibenden Vorrichtung mit drei Schreibfedern, von denen die erste die Signale für die Zeit, die zweite für die Flügelumdrehungen und die dritte für die Flügelsenkungen anmerkt.

Harlacher hat aus dem Umstande, daß der Flügel bei seiner lotrechten Bewegung durch ruhendes Wasser sich nicht dreht, die Zulässigkeit seines Integrationsverfahrens gefolgert. Das ist jedoch in dieser Allgemeinheit nicht anzuerkennen, da die in jedem strömenden Wasser vorkommenden inneren Bewegungen, die Harlacherschen »Pulsationen«, die Flügeldrehungen beim Heben oder Senken des Flügels beeinflussen, weshalb die mechanische Integration nur bei regelmäßig ausgebildeten Flußstrecken Verwendung finden sollte. Wenn es sich jedoch um die Gewinnung möglichst genauer Ergebnisse handelt, dann sollte von ihr Abstand genommen werden.

Die Schiefstellung des Flügels in der Wagerechten, wenn er bei nicht normaler Lage des Meßquerschnittes senkrecht zu diesem, also schräg zum Strome gestellt wird, ist auf das Messungsergebnis ohne praktischen Einfluß, solange die Flügelachse um weniger als etwa 30° von der Strömungsrichtung abweicht. Bei größeren Abweichungen würde man die dann entstehenden Fehler vermeiden, wenn man den Flügel für die betreffende Schrägstellung besonders eichen würde.

Flügel an hängender Stange. Bei der Messung mit frei hängender Stange ist der Flügel am unteren Ende der Stange unverrückbar befestigt. Bei der Messung in den einzelnen Punkten einer Lotrechten wird nicht der Flügel auf der Stange, sondern die Stange samt dem Flügel in der Höhenlage verschoben. Letzteres Verfahren hat die Vorteile, daß die elektrische Leitung bequem in das Innere der Stange gelegt werden kann, daß auch bei starker Strömung nicht der geringste Zweifel über die jeweilige Tauchtiefe des Flügels möglich ist und daß die Durchführung einer Messung erheblich weniger Zeit erfordert als die mit stehender Stange. Nur gestalten sich die Vorbereitungsarbeiten zuweilen etwas umständlicher als die bei der festen Stange: ein Nachteil, der aber durch den letztgenannten Zeitgewinn mehr als reichlich aufgehoben wird. Die hängende Stange ist aber ganz besonders deshalb der festen überlegen, weil die Flügeleichungen nur mit hängender Stange auszuführen sind, die Grundlagen zur Berechnung der Geschwindigkeit aus den gemessenen Flügelumdrehungen streng genommen also nur für die hängende Stange gültig sind.

Der einzige Nachteil, der bei der Verwendung der hängenden Stange auftreten kann, und der in den ungünstigen Biegungsverhältnissen der frei hängenden Stange besteht, läßt sich dadurch beseitigen, daß man, wenn erforderlich, das untere Stangenende durch einen schräg stromaufwärts gezogenen Draht am Ausweichen verhindert. Es ist daher anzunehmen, daß das an und für sich ältere Verfahren, welches in den letzten Jahrzehnten durch das von Harlacher eingeführte verdrängt worden ist, wieder in Aufnahme kommen wird, zumal die Messungsverfahren mit hängender Stange neuerdings in mustergültiger Weise ausgebildet worden sind [27].

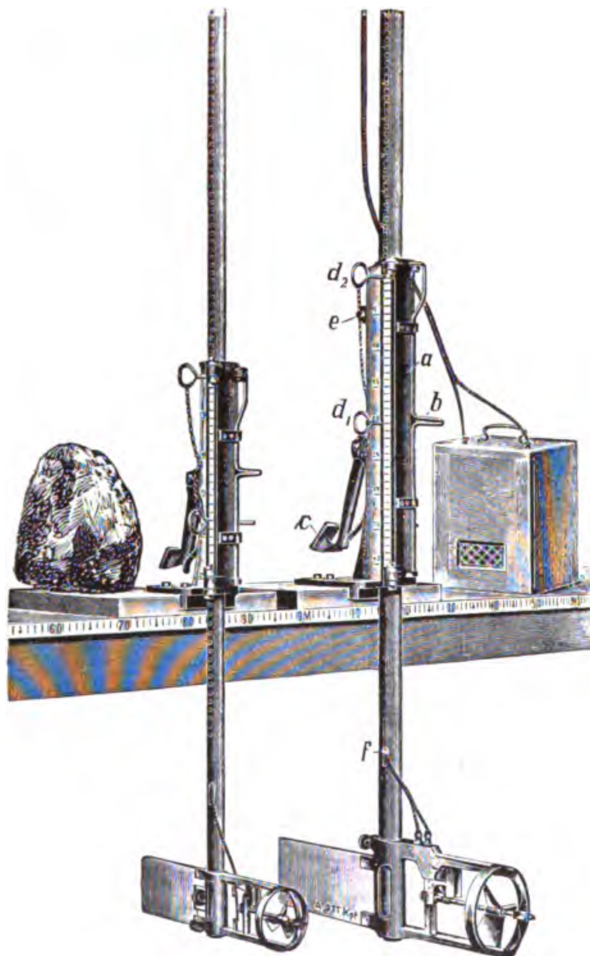


Fig. 202.

Die frei hängende Stange muß in jeder Höhenlage bequem festgehalten werden können. Hierzu dienen die sogenannten Stangenhalter, die von A. Ott als Halter mit Hebelsperrung oder mit Windewerk ausgebildet werden. Die ersteren, Fig. 202, bestehen aus einem die Stange mantelförmig umschließenden länglichen Gehäuse, dessen Klappdeckel *a* durch einen einzigen Zug am Riegelgriff *b* geöffnet und geschlossen werden kann. In diesem Gehäuse wird die Stange in jeder Höhenlage selbsttätig festgehalten durch den Kniehebel *c*, bei dessen Niederdrücken mit der Fußspitze sie ohne weiteres gehoben und gesenkt werden kann. Die Flügelstangen sind alle Zentimeter durchbohrt und beziffert. Ihrer Lochreihe entspricht an den Haltergehäusen ein gleichlaufender Schlitz, dessen Länge von der Größe des Halters abhängt und neben dem gleichfalls Teilung und Bezifferung aufgetragen ist. Behufs Einstellung des Flügels in eine gewünschte Höhenlage wird bei dem entsprechenden Teilstrich am Halterschlitz ein Stellstift d_1 durch Schlitz und Stange gesteckt, dann wird die Stange so hoch gehoben, daß d_1 bei d_2 an das Ende des Schlitzes anschlägt, das mit dem Nullpunkte der Teilung zusammenfällt. Am Stangenhalter kann eine Dosenlibelle *e* befestigt werden zur bequemen Einlotung der Flügelstange. Beim Gebrauche wird der Halter auf einer kräftigen Bohle festgeschraubt, die, nötigenfalls mit einem Steinblocke beschwert, auf den wagerechten Meßsteg gelegt und hier von einer Querschnittlotrechten zur anderen verschoben wird.

Die Durchführung einer Flügelmessung längs einer Lotrechten, wobei stets mit dem untersten Punkte zu beginnen ist, ist nach Epper so vorzunehmen: nachdem der

Flügel versenkt und das letzte elektrische Glockenzeichen für den ersten Messungspunkt verklungen ist, wird mit einem plötzlichen Ruck der Flügel bis zum nächst höheren Punkt gezogen; ein Hinausschießen über das Ziel verhütet der am Stangenhalter angebrachte, an passender Stelle eingesteckte Hemmstift. Das gleiche Verfahren wird nach und nach wiederholt, bis der oberste, möglichst nahe am Wasserspiegel gelegene Punkt erledigt ist. Nunmehr wird die Flügelachse in den Wasserspiegel eingestellt und gleichzeitig an einem der beiden Ufer, von einem Abstichpfahle aus, die Höhenlage dieses Wasserspiegels eingemessen. Da bei jeder Lage der Flügelachse auch an der längs der Flügelstange angebrachten Teilung abgelesen worden ist, sind alle Anhaltepunkte gegeben, um die jeweilige wirkliche Höhenlage der Flügelachse ausrechnen zu können. Das plötzliche Heben des Flügels hat keinen Einfluß auf seinen Gang, da es nicht mehr Zeit als etwa 0,2 Sekunden beansprucht. Deshalb kann das letzte Signal eines Punktes mit dem ersten des nächstfolgenden vereinigt und somit die Messung in einer Lotrechten, sofern nicht eine Störung eintritt, ununterbrochen ausgeführt werden.

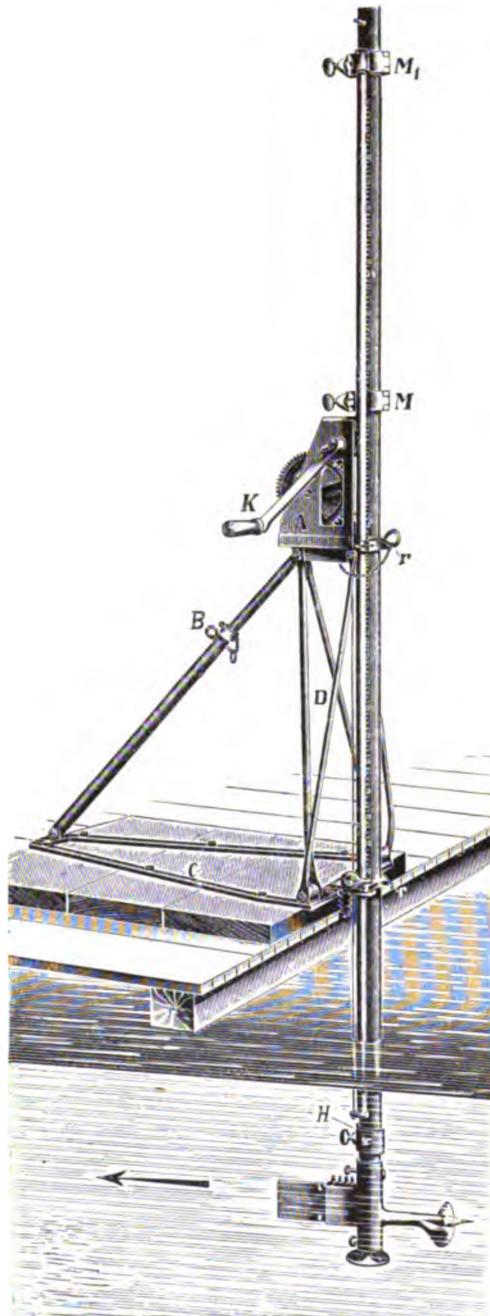


Fig. 203.

Für die größeren und schwereren Flügel werden, Fig. 203, Halter mit Windewerk verwendet. Sie bestehen aus einem sehr standfesten, zusammenlegbaren Stabgestell *BCD,* dessen abnehmbarer Kopf *A* mit einer leichten Winde versehen ist. Die für gewöhnlich mit diesem Halter benutzte Flügelstange ist mit Zentimeterteilung und Bezifferung versehen und besitzt in Abständen von je 5 cm durchgehende Querlöcher. Sie wird mittels zweier Riegel *r* in zwei in der Lotrechten übereinander liegende Gleitführungen des Gestelles gedrückt und durch die Klemmbacken *M* oder M_1, oder, wenn nötig, auch durch Querstifte, in ihrer Höhenlage festgehalten. Mit der oberen Klemmbacke M_1 ist ein gleichfalls mit Teilung versehenes dünnes Stahlrohr von 2,5 m Länge fest verbunden, das parallel der Flügelstange durch Führungen am Halter hindurch nach abwärts geht und mit seinem unteren Ende an dem von der

schmalen Windetrommel herabhängenden Drahtseil befestigt ist. Durch Drehen an der Kurbel K kann man also bei gelöster unterer Klemmbacke M die Flügelstange nach Belieben heben und senken, wobei eine volle Kurbeldrehung einer Verschiebung von genau 20 cm entspricht. Bei großen Wassertiefen und starker Strömung ist das untere Ende der Stange durch Spannseile zu versichern, die in die Ösen der Hülse H eingehängt werden können. Damit nicht bei starkem Wasserdruck ein Zweifel darüber bestehen kann, wann die Stange den Grund berührt, besitzen die mit der beschriebenen Einrichtung versehenen Flügel einen elektrischen Grundtaster.

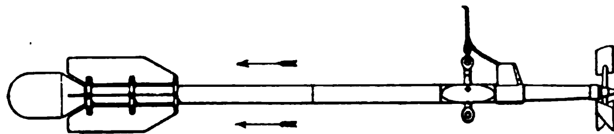


Fig. 204. $^1/_{20}$ nat. Gr.

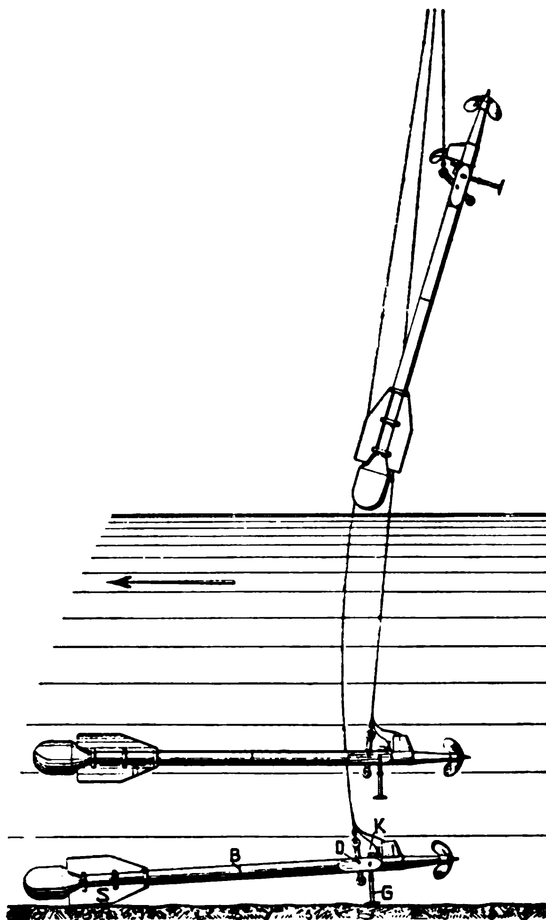


Fig. 205.

Je nachdem man Messungen im offenen Flusse oder von einem Stege aus vornimmt, z. B. vor Turbinenkammern, wird der Halter auf einer über gekoppelte Kähne oder Schwimmrohre gelegten Plattform aufgestellt oder auf einer kräftigen Bohle festgeschraubt, die man auf dem Meßsteg von einer Beobachtungsstelle zur anderen verschiebt.

Die mit der Verwendung eines starren Gestänges verbundenen Schwierigkeiten nehmen mit der Wassertiefe und Strömungsgeschwindigkeit in hohem Maße zu. Über eine Grenze von 8 bis 10 m Tiefe bei 3 m Geschwindigkeit läßt sich nur noch mit sehr bedeutenden Hilfsmitteln hinausgehen. So ist bei der preußischen Rheinstrombauverwaltung für große Tiefen eine in einem Stück 12 m lange, auf 18 m verlängerbare Flügelstange in Gebrauch, die mit voller Ausrüstung 1300 kg wiegt und mittels eines 13 m hohen Kranes von einer eigenen Schiffsausrüstung aus gehandhabt wird. Je nach den Stromverhältnissen sind bei der Messung 8 bis 16 Mann tätig. [33]

Man kann nun bei großen Wassertiefen, also bei Hochwasser, das Gestänge zum Halten des Flügels dadurch vermeiden, daß man das genügend beschwerte, mit einem langen Steuerruder versehene Instrument als Schwimmflügel frei an einem dünnen Kabel hängend ins Wasser eintauchen läßt, Fig. 204 und 205. Der in Fig. 205 in drei verschiedenen Lagen gezeichnete Flügel hat das Äußere einer Stange von 5 cm Durchmesser, die am Vorderende durch das Gehäuse eines Magnetflügels (s. später) bekrönt ist, nahe dem in eine kolbenartige Verdickung auslaufenden Hinterende ein vierflächiges Ruder S trägt und mittels eines

Universalgelenkes D so aufgehängt ist, daß $^1/_4$ der Gesamtlänge vor, $^3/_4$ hinter dem Drehpunkt liegt. Abgesehen von dem Flügelgehäuse setzt sich die hauptsächlich aus Messingrohr bestehende Stange aus zwei bei B durch Bajonettverschluß vereinigten Teilen zusammen, nämlich aus dem Tragkörper und dem Schwimmsteuer. Mit dem ersteren ist das Aufhängegelenk und ein elektrischer Grundtaster GK verbunden. Sein Rohrstück ist mit Blei gefüllt. Das Schwimmsteuer hingegen ist hohl und luftdicht verschlossen. Seine Ruderflächen lassen sich zwecks genauer Ausgleichung des Flügelgewichtes auf dem Rohr verschieben. Der Drehpunkt D des Gelenkes liegt 12 mm über der Symmetrieachse; hoch genug, um dem Flügel auch in stehendem Wasser eine genau wagerechte Lage zu sichern und doch nicht so hoch, als daß er durch eine heftige Strömung zum kippen, sich bäumen oder zu seitlichem Ausweichen veranlaßt werden könnte.

Das Gewicht des Flügels beträgt 14 kg. Seine Schwere ist so bemessen, daß er einerseits auch bei Versenkung in ziemlichen Tiefen keiner Fremdbelastung mehr bedarf, andererseits sich aber doch noch aus freier Hand benutzen läßt.

Da beim Niederlassen des Flügels auf das Wasser die Hinterseite nach abwärts hängt — der Schwerpunkt des Flügels liegt 20 cm hinter dem Aufhängepunkt —, wird selbst bei hohem Wellengang stets zuerst das Steuerruder vom Strom ergriffen. Das bei anderen Bauarten zu beobachtende Aufschlagen mit der Breitseite mit all seinen üblen Folgen ist also völlig ausgeschlossen. Läßt man das Kabel mehr und mehr nach, so bleibt zunächst das Steuer solange an der Wasseroberfläche, bis der ganze Flügel wagerecht eintaucht. Diese Stellung behält er ohne Rücksicht auf die jeweilige Wassergeschwindigkeit beim weitern Sinken bei. Hat sich der Flügel endlich der Sohle bis auf 15 cm genähert, dann tritt der Grundtaster in Tätigkeit; der Flügel bekommt wieder rückwärts Übergewicht und legt sich auf die beiden unteren, unter 45° geneigten Ruderflächen.

Bei Gebrauch in ungewöhnlich stürmischer Strömung mit starker Wirbelbildung kann es vorkommen, daß selbst das übliche Längenverhältnis von 3 : 1 zwischen den hinter und vor dem Gelenk liegenden Teilen noch nicht hinreicht, um den Flügel zu dauernd ruhigem Verhalten zu zwingen. In solchen Fällen kann man sich jedoch leicht dadurch helfen, daß man durch Einschaltung eines glatten Rohrstückes von 50 cm Länge zwischen Tragkörper und Schwimmsteuer, das ist also bei B, das genannte Verhältnis auf 4,5 : 1 erhöht. Das Verlängerungsstück ist infolge seiner eigenen Schwimmkraft ohne Einfluß auf die Gleichgewichtslage.

Wenn in sehr großen Wassertiefen gemessen werden soll, muß an den Flügel ein entsprechend schweres Bleigewicht, bis zu 120 kg, angehängt werden. Die gegen das Anhängen solcher Gewichte öfters erhobenen Einwände, daß sie keine weitere Annäherung des Flügels an die Flußsohle als bis auf 40 bis 50 cm erlauben und den Abtrieb vergrößern, sind bei großen Wassertiefen ziemlich bedeutungslos. Erstens ist dann eine weitere Annäherung gar nicht nötig, wenigstens nicht bei dem Punktmeßverfahren, sodann rührt der Abtrieb zum größten Teile nicht vom Wasserstoß auf den Flügel und das Gewicht her, sondern von jenem auf das Kabel.

In neuester Zeit werden die Ottschen Schwimmflügel mit einem Richtungszeiger ausgestattet. Dieser besteht aus einem in den Tragkörper eingebauten Fluidkompaß und einer durch zwei Leitungen verbundenen Zeigervorrichtung, an der sich die Strömungsrichtung in jedem Augenblick auf 2° genau ablesen läßt. Diese Einrichtung, die sich als völlig betriebssicher erwiesen hat, läßt sich auch nachträglich an jedem Schwimmflügel anbringen, da nur der bisher vorhandene Tragkörper gegen einen solchen mit

Kompaßkammer ausgetauscht zu werden braucht. Auch hat A. Ott für den Schwimmflügel mehrere neue, gegeneinander austauschbare Tragkörper gebaut, durch die das Eigengewicht des Flügels sich von 14 kg wahlweise auf 25, 50 oder 100 kg erhöhen läßt.

Mit Schwimmflügeln wird aber nicht die Wassergeschwindigkeit senkrecht zum Meßquerschnitt, sondern die in der Strömungsrichtung ermittelt, so daß, wenn die letztere nicht senkrecht zum Meßquerschnitt steht, die Wassermengen etwas zu groß erhalten werden. Ferner ist infolge des nicht ganz zu vermeidenden Abtriebes die Lage des Flügels im Wasser nicht genau zu bestimmen. Der Abtrieb wird bei großen Wassertiefen hauptsächlich durch den Wasserstoß auf das Kabel hervorgerufen, der die Größe hat

$$p = d\,\frac{v^2}{2g}\ \text{kg/m},$$

wenn d der Kabeldurchmesser in mm und v die Wassergeschwindigkeit in m/Sek. ist. Unter der allerdings nicht zutreffenden Voraussetzung einer konstanten Geschwindigkeit v in der ganzen Querschnittlotrechten läßt sich die Tauchtiefe und der Abtrieb des Flügels leicht berechnen.

Es sei

L die Länge des unter Wasser befindlichen Kabels,
T der Tiefenabstand des Flügels vom Wasserspiegel,
H der Abtrieb des Flügels, entsprechend L und T,
Q das Gewicht des Flügels mit Belastung,
P der Wasserstoß auf den Flügel nebst Belastung,
p der Wasserstoß auf 1 m Kabel,
φ der Ausschlagwinkel des obersten Kabelendes,
φ_0 der Ausschlagwinkel des untersten Kabelendes,

dann ist

$$T = \frac{Q}{p} \cdot \frac{\varphi - \varphi_0}{180}\,\pi,$$

$$H = \frac{Q}{p}\,ln\,\frac{\cos\varphi_0}{\cos\varphi},$$

$$\varphi = \text{arc tg}\left(\mathfrak{Sin}\,\frac{pL + P}{Q}\right),$$

$$\varphi_0 = \text{arc tg}\,\frac{P}{Q}.$$

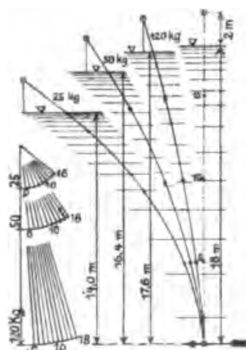


Fig. 206.

Mit Hilfe eines einfachen Kräfteplanes läßt sich nun die Seilkurve für jede beliebige Verteilung der Geschwindigkeiten in der Lotrechten zeichnerisch festlegen. In Fig. 206 ist eine solche Zeichnung ausgeführt für Belastungsgewichte von 25, 50 und 120 kg unter der gleichbleibenden Annahme, daß das Kabel einen Durchmesser von 7,5 mm und eine abgewickelte Länge von 20 m besitze, in einer Höhe von 2 m über dem Wasserspiegel aufgehängt sei, und daß die Wassergeschwindigkeit in allen Punkten 2 m betrage.

Bei größerer Tiefe und starker Strömung erfordert die Handhabung des Kabels eine kräftige Aufwindevorrichtung. Die schmiedeeisernen Seitenschilder der in Fig. 207 dargestellten Kranwinde sind so ausgebildet, daß die Winde auch ohne die Kransäule, auf der sie frei drehbar aufgesetzt ist, gebraucht werden kann. Die Kabeltrommel be-

sitzt einen Umfang von genau 1 m. Sie faßt in einer Lage 22 m Kabel von 7,5 mm Stärke. Die Winde ist mit Zählwerk für die Trommelumdrehungen, drei Schleifringen für Einzelkontakt, 25er Kontakt und Grundtaster sowie mit einer Bandbremse versehen. Sollen Messungen nach dem Integrationsverfahren ausgeführt werden, dann wird ein Werk *a* zur Regelung des Ablaufes angebracht, sowie auch meis ein vierter Schleifring zum elektrischen Anzeigen der Kabelabwicklung. Der Schwimmflügel eignet sich besonders zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit bei Hochwasser: er bedarf dann keiner weiteren Belastung.

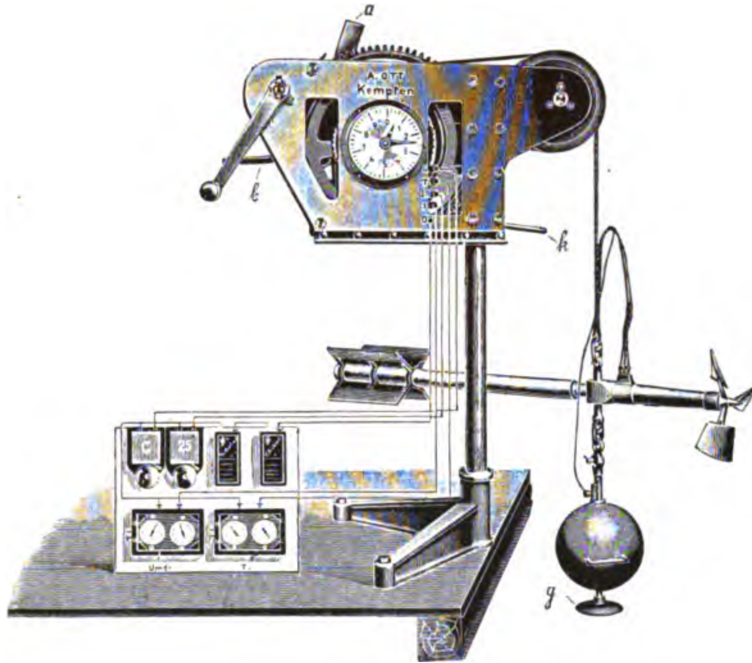


Fig. 207.

Sollen solche Messungen von festen Brücken mit Pfeilern aus vorgenommen werden, dann wird besser statt des Schwimmflügels der in Fig. 208 abgebildete Schleppflügel gebraucht. Bei diesem hängt das eigentliche Flügelgehäuse an einem Schwimm-

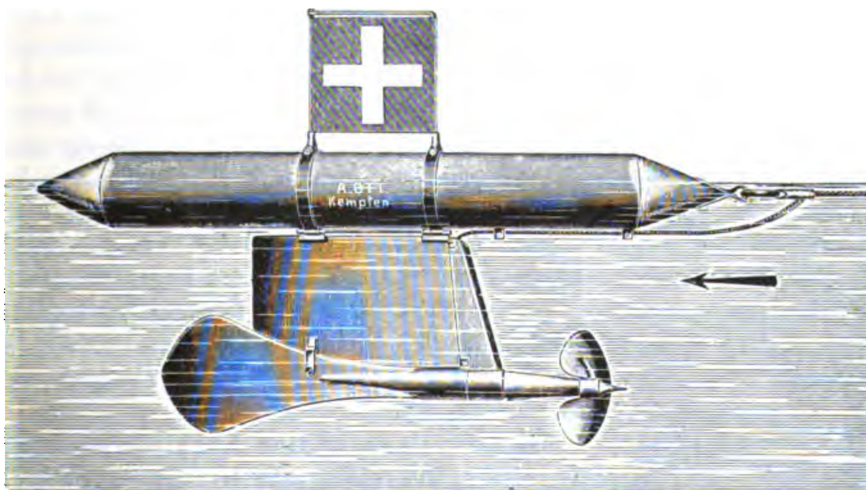


Fig. 208.

körper aus Kupferblech, der mittels eines langen Kabels in bestimmten Punkten eines vorher abgesteckten Querschnittes festgehalten wird. Die Signalfahne auf dem Schwimmer macht seine Lage kenntlich.

Wenn der Fluß bei Hochwasser Treibholz und dergl. mit sich führt, dann sind Schwimm- und Schleppflügel gefährdet. Für solche Fälle ist auf Veranlassung von Epper das zur Messung von Schiffsgeschwindigkeiten bestimmte elektrische Log mit nachgeschlepptem Propeller so ausgebildet worden, daß es auch für die Messung der Wassergeschwindigkeit benutzt werden kann. Das Schlepplog, Fig. 209, besteht im wesentlichen aus drei Teilen: dem Schwimmkörper, dem eigentlichen Loggehäuse mit Kontaktwerk und dem Propeller. Der aus starkem Kupferblech hergestellte Schwimmkörper hat die Form eines kleinen schmalen Schiffes mit zugeschärftem Bug und Heck (Länge 115, Höhe 27, Deckbreite 17 cm), in dessen Kiel das zylindrische Loggehäuse von 5 cm Durchmesser eingesetzt ist. Der aus Messingblech hergestellte, mit drei schraubenförmig gekrümmten Schaufeln versehene Propeller ist mit der Logachse nicht durch die Leine, sondern durch ein starkwandiges Aluminiumrohr von 16 mm Durchmesser gekuppelt, unter Zwischenschaltung einer kurzen biegsamen Welle. Der Propeller samt Schaft ist etwas leichter als Wasser, so daß er in stehendem Wasser an die Oberfläche steigt, sich aber schon bei einer Wassergeschwindigkeit von 0,1 m/Sek. wagerecht stellt. Die Geschwindigkeit, von der an zuverlässige Messungen vorgenommen werden können, liegt zwischen 0,2 und 0,3 m/Sek. Die Genauigkeit der Messungsangaben ist fast die gleiche wie die eines guten Flügels. Das Loggehäuse kann zur Besichtigung mit einem einzigen Handgriff aus dem Schiffskiel herausgenommen werden. Die elektrische Leitung zum Kontaktwerk verläuft innerhalb des Schiffsrumpfes. Das Log wird wie der Schleppflügel von einer Brücke aus an einem langen Kabel (15 bis etwa 130 m) ins Wasser gelassen, es läßt sich aber auch beim Nichtvorhandensein einer Brücke und bei nicht zu großen Flußbreiten vom Ufer aus handhaben. Es wird dann ein starker Draht oder ein Drahtseil über den Fluß gespannt, auf dem mittels eines zweiten endlosen Drahtseils eine Laufkatze hin- und hergezogen werden kann. An letzterer wird das Schleppkabel des Logs befestigt, das sich somit durch Verschiebung der Laufkatze an jede Stelle des Meßquerschnittes bringen läßt.

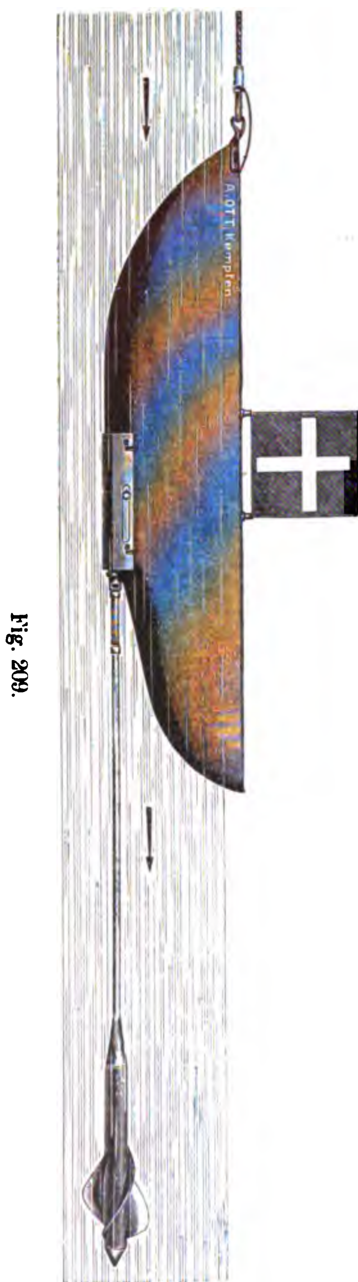


Fig. 209.

Einzelheiten in der Ausbildung der Flügel. Da reines und nicht sehr hartes Süßwasser nur ein sehr geringes elektrisches Leitvermögen besitzt, wurden anfänglich bei den elektrischen Flügeln keine Vorkehrungen getroffen, um den Zutritt des Wassers zu der Stromschlußvorrichtung zu verhindern. Bei Messungen in Seewasser geht aber bei nassen Kontaktstellen auch bei unterbrochener metallischer Leitung der elektrische Strom durch das Wasser selbst zwischen beiden Kontaktflächen über. Dieser

ständige Stromschluß, der durch das Aufsteigen von Gasbläschen an der Kathode, d. i. der mit dem negativen Pol der elektrischen Batterie verbundenen Kontaktstelle, sichtbar wird, ist besonders der Verwendung elektrischer Zählapparate für Einzelkontakt (Tourenzähler, Chronographen) sehr hinderlich, denn er bewirkt eine dauernde und nur in ihrer Stärke sich ändernde Anziehung des Ankers des Elektromagneten. Dadurch wird die Brauchbarkeit der Vorrichtung nur auf verhältnismäßig geringe Arbeitsgeschwindigkeiten beschränkt, wenn nicht ganz aufgehoben. Der Betrieb elektrischer Klingeln ist zwar weniger empfindlich, hat aber auch unter den Folgeerscheinungen des Stromüberganges durch das Wasser zu leiden, da letzterer eine Zerlegung des Wassers in Wasserstoff und Sauerstoff veranlaßt und da der an der Anode, d. h. an der mit dem positiven Pol der Batterie in Verbindung stehenden Kontaktstelle, entstehende Sauerstoff auf eine Oxydation der Kontaktfläche hinwirkt. Außerdem scheiden sich aus hartem Wasser die Kalksalze aus und schlagen sich als Kruste auf der Anode nieder,

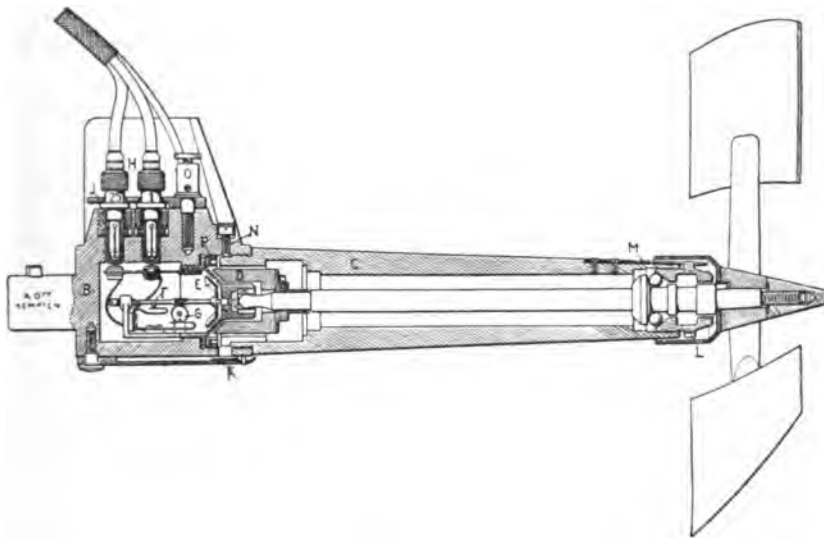


Fig. 210. 1/3 nat. Gr.

wodurch der Stromübergang teilweise oder ganz verhindert und damit Veranlassung zu irreführenden Doppelsignalen oder zu gänzlichem Verstummen der Glocke gegeben wird. Endlich hat der Stromübergang durch das Wasser zur Folge, daß die Umgebung der aus Platin bestehenden Kontaktstellen, hauptsächlich wiederum an der Anode, stark angegriffen und die Kontaktfedern unter Umständen völlig zerstört werden. A. Ott gibt folgende Leitsätze für die Auswahl eines nassen oder eines wasserfreien Kontaktes: Bei Messungen in salzhaltigem Wasser ist der wasserfreie Kontakt Grundbedingung für die Anwendung des elektrischen Stromes.

Bei Messungen in Süßwasser unter Benutzung eines Tourenzählers oder Chronographen für die Aufzeichnung der Einzelumdrehungen der Flügelschaufel ist der wasserfreie Kontakt dem nassen unter allen Umständen vorzuziehen.

Bei Anwendung einer elektrischen Klingel zur Signalgebung arbeitet in reinem Wasser auch der offene Kontakt zuverlässig, wenn man eine möglichst geringe Batteriespannung (nur 1 Trockenelement) benutzt und die Kontaktstellen öfters ölt und von Zeit zu Zeit durch vorsichtiges Abschaben von dem sich allmählich bildenden Kalkniederschlage befreit.

Fig. 210 zeigt den Schnitt durch das Gehäuse eines Magnetflügels Mensing-Ott.

Die Anordnung für den Stromschluß befindet sich im Innern einer durch einen kreisrunden Metalldeckel dicht abgeschlossenen, starkwandigen Metalldose *B* und wird von außen her mittels magnetischer Kupplung betätigt. Die Stromschlußvorrichtung ist an die Innenseite des Deckels selbst angeschraubt, so daß sie sich durch bloßes Abheben des Deckels vollständig freilegen läßt. An der Außenseite dieses kegelförmig verlaufenden Deckels ist das Achatlager für den hinteren Zapfen der Flügelachse angebracht. Auf letzterer sitzt dicht vor der Abschlußwand ein glockenförmiger Magnet *D*, dem hinter der Abschlußwand ein entsprechender Anker *E* gegenübersteht. Dieser Anker folgt dem Magneten bei seiner Drehung und durch Berührung eines Daumens *F* auf der dünnen Ankerwelle mit einer Schleiffeder wird bei jeder Flügelumdrehung ein elektrischer Kontakt hergestellt. Außer diesem Einzelkontakt ist noch eine Einrichtung für Kontakte nach je 25 Umdrehungen vorhanden, indem ein Schneckengewinde auf der Ankerwelle das mit 25 Zähnen versehene Kontaktrad *G* treibt, in welches ein Kontaktstift eingesetzt ist.

Die Ankerwelle und das Zahnrädchen *G* sind gegenüber dem Gehäuse nicht elektrisch isoliert und stehen durch die in die Klemme 0 eingeklemmte Ader des Leitungskabels mit dem einen Pol einer elektrischen Batterie in Verbindung. Die gegen das Gehäuse isolierten Schleiffedern für Einzel- und 25er Kontakt sind durch die in den Kontaktsteckern 1 und 25 endigenden Kabeladern an den anderen Batteriepol angeschlossen.

Infolge der Verlegung der Stromschlußvorrichtung hinter die Achse gestaltet sich bei den Magnetflügeln das eigentliche Achsengehäuse *C* sehr einfach. Es ist ein glatter Rotationskörper, der außer dem Durchgangsloch für die Achse keine weitere Öffnung besitzt, so daß nach erstmaliger Füllung des Hohlraumes in diesem keine Strömung stattfinden kann. Dadurch ist das Hineinschwemmen von Sand oder Schlamm in wirksamster Weise verhindert. (Bei Gebrauch der Flügel in Salzwasser ist es zweckmäßig, das Gehäuse mit Petroleum zu füllen, das sich auch bei tagelangem Verweilen des Flügels unter Wasser ohne Verlust erhält.) Der ganze Flügel läßt sich zwecks Reinigung in wenigen Augenblicken in seine einzelnen Bestandteile zerlegen und hernach ebenso rasch wieder zusammensetzen, ohne daß hierdurch eine Schädigung zu befürchten ist.

Der Magnetflügel hat eine große Verbreitung gefunden und ist nur zu empfehlen.

Endlich seien noch die Flügel mit Rücklaufsignalen erwähnt, die dann zur Verwendung kommen, wenn es sich um sehr genaue Wassermengenbestimmungen handelt und wenn in der Meßstelle Gegenströmungen vorhanden sind, die mit einem gewöhnlichen Flügel nicht festgestellt werden können. Die Gegenströmungen treten häufig in der Nähe der Sohle der Werkkanäle vor dem Einlauf in die Turbinenkammern auf, also gerade dort, wo an die Genauigkeit der mit Hilfe der Geschwindigkeitsmessung vorzunehmenden Bestimmung der Wassermenge besonders hohe Anforderungen gestellt werden müssen. Man sollte daher zu Messungen anläßlich der Prüfung von Turbinen solche Flügel benutzen, die mit einer die Stromrichtung anzeigenden Vorrichtung versehen sind. Dies ist der Fall bei dem Flügel der Fig. 211 nach der Bauart Epper-Ott, der nur mit hängender Stange verwendet wird und dessen Kontaktkammer folgende Signalvorrichtungen enthält:

Einzelkontakt (Schleiffeder *f* und zugehörige Nase auf der Welle), für Messung mit Tourenzähler oder Telephon. Wahlweiser Kontakt nach 25, 50 oder 100 Umdrehungen

(Kontaktrad Z mit drehbaren Kontaktstiften c und Kontakthebel k), für Messung mit Glocke.

Rücklaufkontakt, der außer der vollen Rückwärtsdrehung auch jede schaukelnde Bewegung der Schaufel anzeigt, solange sie wenigstens $1/_{20}$ Umdrehung beträgt (Vorrichtung *iSR*).

Der Flügel ist mit einem abnehmbaren, tellerförmigen Grundtaster G versehen.

Bei allen übrigen an Stangen geführten Flügeln kann die Stromrichtung nach

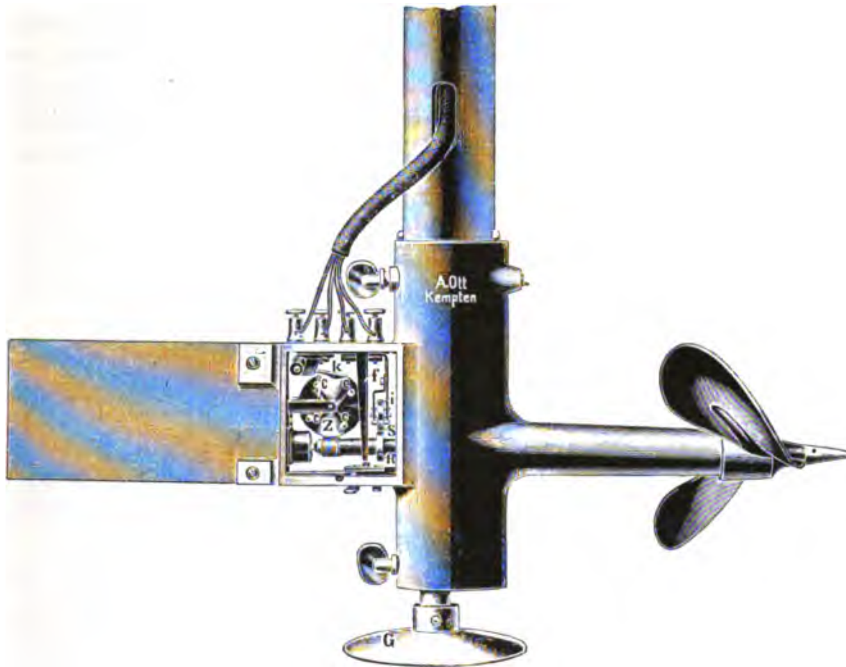


Fig. 211. $1/_4$ nat. Gr.

Eppers Vorschlag dadurch angegeben werden, daß man in das Steuerruder (besser »Gegengewicht«) des Flügels ein kleines Pendel P einbaut, das bei rückläufiger Bewegung des Wassers gegen den Kontaktstift K, Fig. 212, gedrückt wird. Als Signalvorrichtung benutzt man am besten eine sichtbare Tafel, in deren Feld bei normaler Strömung eine schwarze, bei rückläufiger eine rote Scheibe erscheint.

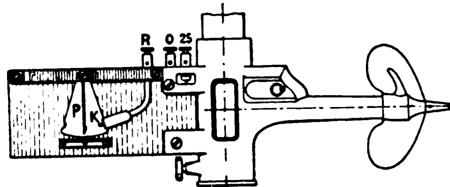


Fig. 212.

Querschnittform der Stangen. Um bei größeren Wassertiefen und starker Strömung die Stange in der Richtung der Strömung möglichst biegungsfest zu machen, ohne den durch sie bewirkten Aufstau zu vergrößern, hat man neuerdings vielfach der Stange statt des kreisförmigen Querschnittes einen eiförmigen oder spitzovalen gegeben. Das beschränkt aber die Verwendungsfähigkeit der Stange auf die Fälle, wo die Richtung des Meßquerschnittes senkrecht zu der Richtung der Strömung steht, zumal auch die Eichung der Flügel unter der gleichen Bedingung erfolgt.

Eine der wichtigsten Bedingungen für das richtige Arbeiten der Flügel besteht in ihrer vollkommenen Reinhaltung. Für die Ausbildung der Flügel ist sowohl die Forderung maßgebend, daß man sich jederzeit von dem Vorhandensein einer stattgehabten Verunreinigung muß überzeugen können, als auch die weitere, daß man die Verunreinigung möglichst rasch, ohne die Angaben des Flügels irgendwie zu beeinflussen, muß beseitigen können.

Die bei den Geschwindigkeitsmessungen sich ergebenden Unregelmäßigkeiten der Wasserbewegung werden mit Vorliebe und vorschnell auf die Ungenauigkeit der verwendeten Flügel zurückgeführt. Es ist daher unbedingt erforderlich, nur die bestgearbeiteten Flügel zu benutzen, und zwar solche, die Gelegenheit bieten, sich jederzeit ohne weiteres von ihrem einwandfreien Arbeiten zu überzeugen. Ein Flügel muß in wenigen Minuten in seine Bestandteile zerlegt, untersucht und gereinigt sowie ohne Änderung seiner Angaben auch schnell wieder zusammengesetzt werden können.

Neben den Ottschen Flügeln haben außer anderen auch die von Amsler-Laffon in Schaffhausen eine große Verbreitung gefunden.

Eichung der Flügel. Aus der Anzahl n der in einer gewissen Zeit beobachteten Flügelumdrehungen kann die Geschwindigkeit v des fließenden Wassers berechnet werden, wenn die Beziehung zwischen diesen beiden Größen

$$v = f(n)$$

bekannt ist, die durch Versuche so gefunden wird, daß man den Flügel durch ruhendes Wasser mit gleichförmigen Geschwindigkeiten bewegt und die während dieser Bewegungen vor sich gehenden Flügelumdrehungen zählt. Grundsätzlich richtiger würde es zwar sein, den Flügel in fließendem Wasser festzuhalten. Dabei tritt aber die Schwierigkeit auf, die Geschwindigkeit des fließenden Wassers genau an der Stelle zu ermitteln, an der sich der Flügel befindet, zumal diese örtliche Geschwindigkeit wegen der inneren Bewegungen im fließenden Wasser stetigen Schwankungen unterworfen ist. Andererseits ist es nicht einerlei, ob der Flügel durch ruhendes Wasser bewegt oder in fließendem Wasser festgehalten wird, da die im Innern des Wasserkörpers auftretenden Molekularbewegungen in beiden Fällen nicht die gleichen sind; und zwar erhält man mit den in ruhendem Wasser geeichten Flügeln zu große Geschwindigkeiten.

Die Eichgerinne müssen im Querschnitte so bemessen sein, daß der Einfluß der Wandungen und Sohle verschwindet, und so lang sein, daß bei der größten Geschwindigkeit sich noch eine genügend lange Meßstrecke ergibt, auf der die Bewegung eine gleichförmige sein muß.

Zu den neueren Versuchsanstalten, die diesen Bedingungen entsprechen, gehört auch die vom Verfasser erbaute Anstalt der Dresdner Maschinenfabrik und Schiffswerft Uebigau in Dresden-Uebigau [40]. In ihrer Haupthalle befindet sich das 88 m lange, 6,5 m breite und 3,6 m tiefe Versuchsbecken, Fig. 213, aus Stampfbeton mit einem Wasserquerschnitt von 18,68 qm. An seiner vorderen Stirnseite ist ein im lichten 7 m langes und 1 m breites Vorbecken in Rabitzbauweise mit nur 10 cm starken Wänden angeschlossen, das die Einstellung der Flügel usw. ermöglicht. Außerdem dient es mit zur Anfahrt, so daß eine gesamte Wasserspiegellänge von 95 m verfügbar ist. Oben auf den Längswänden liegt ohne Holzunterlage das 112 mm hohe Fahrgleis aus Wechselsteg-Verblatt-Schienen, das auch beiderseitig von dem Vorbecken auf schweren Trägern fortgeführt ist. Die Schienen sind abgehobelt und auf das sorgfältigste lang verlascht. Der auf ihnen laufende Messungswagen ist zur Er-

zielung einer kurzen Anfahrt und Bremsstrecke möglichst leicht aus eisernem Gitterwerk erbaut und hat mit voller Belastung nur ein Gewicht von 5,5 t. Seine Länge beträgt 8 m, seine Breite 7 m. Er besteht aus zwei Quer- und drei Längsträgern, die zur Vermeidung wagerechter Schwingungen auch eine beträchtliche Breite erhalten haben.

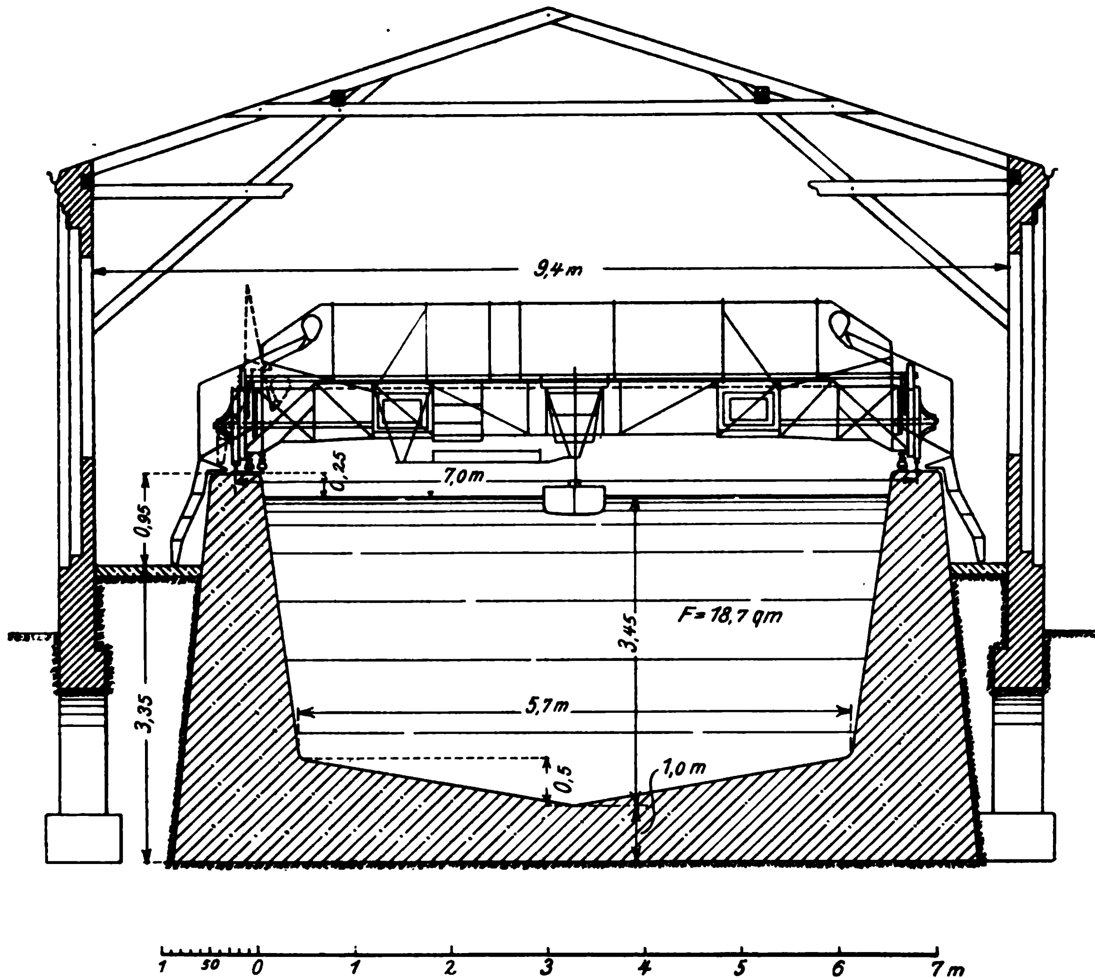


Fig. 213.

Von den vier gußeisernen mit Stahlreifen versehenen Laufrädern des Wagens haben wegen der Längenänderung der Querträger durch Temperaturänderungen nur die auf der rechten Seite doppelte, ziemlich eng anschließende Spurkränze erhalten. Antrieb und Bremsung erfolgen durch einen auf dem hinteren Querträger aufgestellten Nebenschlußelektromotor von 20 PS. und intermittierenden Betrieb, der durch ein Vorgelege und Zahnräder auf die hinteren Laufräder wirkt. Des leichten Laufes halber sind sämtliche Lager, sowohl für die Räder als auch für den Antrieb, als Kugellager ausgebildet.

Der Strom wird dem Wagen durch die Laufschienen und drei auf Porzellanisolatoren gelagerte T-Eisen zugeführt und von den ersteren durch die Laufräder, von

den letzteren durch gußeiserne in Schleppgelenken hängende Schuhe abgenommen. Die Magnete des Motors haben gleichbleibende Erregung von 110 Volt Spannung. Die gleiche Spannung haben auch die Motore der Meßvorrichtungen auf dem Wagen, die zum Teil zu Schleppversuchen zur Messung von Schiffswiderständen und zu Propelleruntersuchungen dienen. Der Anker erhält veränderliche Spannung bis zu 440 Volt von einer Akkumulatorenbatterie durch Zwischenschaltung eines hinten in der Halle aufgestellten Umformers.

Der Fahrer hat seinen Stand nicht auf dem Wagen, sondern hinten in der Halle auf einer erhöhten Plattform. Man mußte eben auf jede Weise die Anfahrt und Bremsstrecke abkürzen, da das Becken nur 95 m Nutzlänge besitzt. Erreicht wurde dieses in sehr vollkommener Weise durch das geringe Wagengewicht, durch die Aufstellung eines kräftigen Motors bei hoher Spannung und durch Lagerung der drehbaren Teile auf Kugellagern.

Während der Fahrt ist nur eine einzige Kurbel zu bedienen, durch deren Drehung man jede beliebige Geschwindigkeit zwischen 5 cm und über 5 m in der Sekunde erreichen und die Bremsung bewirken kann. Es wird durch die Kurbeldrehung der Nebenschlußregulierwiderstand der Dynamoseite des Umformers beeinflußt und somit

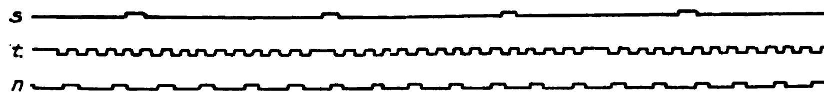


Fig. 214.

dem Anker des Antriebmotors Strom von bestimmter Spannung zugeführt; in der Nullstellung wird der Wagen sehr kräftig gebremst. Für die Änderung der Fahrtrichtung dient ein Umschalter. Der Fahrer hat auf dem Pulte vor sich ein Voltmeter als Geschwindigkeitsanzeiger, das auf sekundliche Wagengeschwindigkeit geeicht ist, außerdem ein Ampèremeter für die Stromstärke des Betriebsmotors und ein Voltmeter für die Netzspannung. Eine gleichmäßige Wagengeschwindigkeit von 5 m/Sek. wird auf einer Anfahrtlänge von 30 m, die Bremsung bei dieser Geschwindigkeit auf etwa 7 m erzielt. Eine elektromagnetische Schreibvorrichtung, durch eine Uhr und durch Kontaktbügel an der linken Laufschiene in Tätigkeit gesetzt, verzeichnet die Zeit in halben Sekunden und den Weg von 2 zu 2 m; außerdem schreibt sie die Flügelumdrehungen auf. Fig. 214 bringt ein Stück eines während einer Eichungsfahrt gezeichneten Versuchsstreifens:

Die Linie s ist der Weg, eingeteilt in Wegestrecken von je 2 m,
die Linie t ist die Zeit, eingeteilt in halbe Sekunden,
die Linie n stellt die Anzahl der Flügelumdrehungen dar,
die zugehörige Geschwindigkeit ermittelt sich aus $v = \frac{s}{t}\cdot$

Wenn der Flügel bei einer Reihe von mit verschiedenen Geschwindigkeiten erfolgten Fahrten durch ein und dieselbe Strecke gleichviele Umdrehungen macht, wenn also die Zurücklegung eines Weges a stets eine Umdrehung hervorbringt, so nimmt die Gleichung

$$v = f(n)$$

die Form an

$$v = an,$$

und es ist die Geschwindigkeit direkt proportional der Anzahl der Umdrehungen in der Sekunde. Die Konstante a ist, wie Harlacher [39] durch Versuche gefunden hat,

fast genau gleich der Ganghöhe der Schraubenfläche, nach der die Flügelschaufeln ausgeführt sind. Je leichter der Flügel geht und je genauer die Schaufeln nach Schraubenflächen geformt sind, desto genauer trifft diese Übereinstimmung ein. Harlacher ließ z. B. nach geometrischen Zeichnungen Flügel mit 400 mm Ganghöhe ausführen, die nachher geeicht wurden. Hierbei ergaben sich Konstante, die nur um einige Millimeter von der erwähnten Ganghöhe, also von 0,400 m abwichen.

Infolge der nicht ganz zu vermeidenden Lagerreibungen der Flügelachse ergibt sich eine, wenn auch sehr geringe Abweichung von der obigen Annahme, indem bei wachsender Geschwindigkeit der für eine Umdrehung erforderliche Weg s etwas abnimmt. Daher ist die Beziehung zwischen v und n nicht mehr durch eine durch den Nullpunkt gehende, sondern durch eine, auf der Anfangsordinate, die allerdings sehr kleine Größe $OA = b$ abschneidende, Gerade, Fig. 215, gegeben. Von verhältnismäßig sehr kleinen Geschwindigkeiten v_1 und Umdrehungszahlen n_1 an liegen die Punkte (nv) auf einer Geraden von der Gleichung

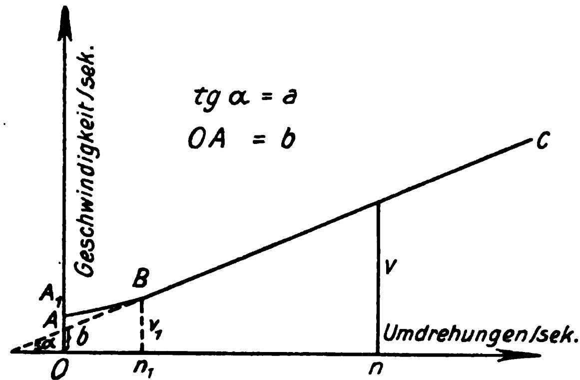


Fig. 215.

$$v = an + b.$$

Mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate ergibt sich

$$a = \frac{m\Sigma(nv) - \Sigma(n)\cdot\Sigma(v)}{m\Sigma(n^2) - [\Sigma(n)]^2}$$

und

$$b = \frac{\Sigma(v)\cdot\Sigma(n^2) - \Sigma(n)\cdot\Sigma(nv)}{m\Sigma(n^2) - [\Sigma(n)]^2}.$$

Hierin bedeuten:

v die Geschwindigkeit des Wassers, d. h. die Fahrgeschwindigkeit in der Sekunde,
n die Zahl der Flügelumdrehungen in der Sekunde, und
m die Anzahl der Versuchsfahrten.

Von $v = o$ bis $v = v_1$ ist die Gerade durch eine Kurve A_1B zu ersetzen, die man nach dem Gefühl einlegen oder nach der genannten Methode als Parabel berechnen kann, so daß die Kurve A_1B von der Form

$$v = a_1 + b_1 n + c_1 n^2$$

mit Hilfe der durch mindestens drei Versuchsfahrten zu bestimmenden Konstanten a_1, b_1 und c_1 zu berechnen sein würde.

Selbstverständlich dürfen bei der Berechnung der Geraden AB nur jene Versuche benutzt werden, bei denen $v > v_1$ und $n > n_1$ ist.

In der Regel genügt es aber, bei der Eichung der Flügel sich auf die Ermittlung der Konstanten a und b der Gleichung

$$v = an + b$$

zu beschränken.

Statische Strömungsmesser, bei denen der Wasserstoß auf lotrechte Flächen durch Gewichte oder Federn gemessen wird, die die Fläche in ihrer Lage festhalten,

leiden stets, wie Ott hervorgehoben [41], an dem Übelstande, daß sich wegen der unregelmäßigen inneren Wasserbewegungen ein deutlich ausgesprochener Gleichgewichtszustand nicht erreichen läßt, weshalb sie trotz zahlreicher Ausführungsformen keine praktische Bedeutung erlangt haben.

Die Wassermessung mit Schirm von Anderson [42] und [43] besteht darin, daß ein passend auf Rollen und Schienen gelagerter Schirm, der mit einem Spielraum von etwa 1 cm den ganzen rechteckigen Querschnitt eines Meßgerinnes abschließt, in das letztere eingehängt wird, so daß seine Laufgeschwindigkeit ohne weiteres die mittlere Geschwindigkeit im ganzen Querschnitt darstellt. Seine Verwendung erfordert aber ein besonderes Meßgerinne mit genauen und glatten Wandungen, dessen Länge schon bei Geschwindigkeiten bis zu 1,1 m etwa 20 m beträgt. Das Verfahren ist daher in seiner Verwendbarkeit auf die Sonderfälle beschränkt, wo ein solches Meßgerinne dauernd benutzt wird, wie bei hydrometrischen Prüfungsanstalten, Turbinenfabriken usw.

Allgemeine Grundsätze, die bei Geschwindigkeitsmessungen zu beachten sind.

Wenn auch bei praktischen Aufgaben die Wassergeschwindigkeit nur behufs Berechnung der Abflußmenge ermittelt wird, so ist doch dringend zu empfehlen, soweit dazu Gelegenheit gegeben ist, sich nicht mit der Messung der Geschwindigkeit zu begnügen, sondern außer der ohnehin notwendigen Aufnahme des Abflußquerschnittes auch das Spiegelgefälle möglichst genau einzumessen, damit eine jede Geschwindigkeitsmessung als weitere Unterlage für die Auffindung der Beziehung zwischen Geschwindigkeit, Querschnitt und Spiegelgefälle dienen kann. Das bedingt weiter, daß die Geschwindigkeitsmessungen tunlichst beim Beharrungszustande angestellt werden und daß sie in Querschnitten vorgenommen werden, die möglichst regelmäßig ausgebildeten, geradlinigen Flußstrecken angehören, damit die Vorbedingungen für die gleichförmige Bewegung des Wassers, soweit das überhaupt möglich ist, erfüllt sind. Nur dann wird jede Geschwindigkeitsmessung nicht nur dem jeweiligen Bedürfnisse der vorliegenden Einzelaufgabe, sondern auch der wissenschaftlichen Erkenntnis nutzbar gemacht.

Handelt es sich um die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v zur Berechnung der Abflußmenge $Q = Fv$, dann ist das Messungsverfahren als das beste anzusehen, dessen Ergebnisse den Sicherheitsgrad der Berechnung erhöhen. Soll z. B. die größte Abflußmenge ermittelt werden, um mit ihr die Lichtweite eines Durchlasses usw. zu bestimmen, dann ist dem Messungsverfahren der Vorzug zu geben, das eher eine zu große als eine zu kleine Geschwindigkeit ergibt. Ist umgekehrt eine kleinste Abflußmenge zu ermitteln, wenn es sich beispielsweise darum handelt, den erreichbaren Erfolg bei Flußregelungen festzustellen, dann sollte man Messungsverfahren anwenden, die vermuten lassen, daß die wirkliche Geschwindigkeit eher größer denn kleiner als die gemessene sein wird. So ist man in beiden Fällen sicher, daß die gemessenen oder richtiger berechneten Grenzwassermengen nicht über- bez. unterschritten werden.

Wir empfehlen daher, sobald es sich um die Bestimmung von Abflußmengen bei Hochwasser handelt, in erster Linie die Verwendung von Schwimmflügeln und Stabschwimmern, dann die von Schleppflügeln und Schlepplogs, und für Niedrigwassermessungen die Verwendung von Stangenflügeln. Trotz der eindringlichen und unseres Erachtens überzeugenden Fürsprache, die Legler den Messungen mit Stabschwimmern auf Grund seiner reichen Erfahrungen hat zuteil werden lassen [36], ist man mehr und mehr und sehr mit Unrecht von der Anwendung der Stabschwimmer zurückgekommen zugunsten der Flügelmessungen, die gerade bei Hochwasser

eine ebenso schwerfällige wie kostspielige Einrichtung erfordern und vor allem, was unseres Erachtens viel zu wenig beachtet wird, sehr zeitraubende Arbeiten bedingen.

Wir glauben in der Tat für die Auswahl des jeweils einzuschlagenden Messungsverfahrens einen weiteren allgemeinen und, wie gesagt, bisher zu wenig beachteten Gesichtspunkt hervorheben zu müssen: das ist der Zeitaufwand, den die Messung erfordert. In großen Strömen, wie im Rhein und in der Donau, nimmt das Punktmeßverfahren für einen Querschnitt mehrere Tage in Anspruch. Wenn sich auch der Einfluß des in einem so großen Zeitraume stets auftretenden Wasserstandswechsels, wie noch gezeigt werden wird, rechnerisch ausschalten läßt, so bekommt man doch ein Bild von der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitte, das der Wirklichkeit nicht entspricht. Es ist sogar, wie Legler zutreffend hervorhebt, bei Flügelmessungen nicht möglich, die richtige Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten zu erhalten, denn während man an der Sohle, in der Mitte oder an der Oberfläche beobachtet, verschieben sich die Wassergeschwindigkeiten an anderen Stellen der Lotrechten fortwährend, so daß man Elemente erhält, die eigentlich nicht zusammengehören. Gilt das schon für die in kurzer Zeit ausführbaren Messungen in einer Lotrechten, so trifft das in weit höherem Maße für Messungselemente zu, die an verschiedenen Tagen gewonnen werden.

Man begeht somit bei der Bestimmung der mittleren Querschnittgeschwindigkeit aus vielen, aber nicht gleichzeitig aufgetretenen und daher nicht zusammengehörenden, Einzelgeschwindigkeiten einen Fehler, der durch die Genauigkeit der Einzelmessungen nicht ausgeglichen werden kann.

Wenn auch mit Stabschwimmern die mittleren Geschwindigkeiten in den einzelnen Lotrechten nicht immer so genau zu erhalten sind wie mit Flügeln, so wird dieser Umstand, wenigstens bei größeren Stromquerschnitten, dadurch zum mindesten ausgeglichen, daß die Schwimmermessungen in erheblich kürzerer Zeit auszuführen sind und das Gesamtergebnis dem allerdings nie zu erreichenden Augenblickszustande um so näher kommen wird, je größer der Unterschied im Zeitaufwande für beide Messungsverfahren ist. Freilich gibt es Örtlichkeiten, wo man nur mit dem Flügel messen kann.

Der Umstand, daß die Stabschwimmer eine größere Geschwindigkeit als die Flügel ergeben, darf nicht zu der Folgerung verleiten, daß sie eine zu große Geschwindigkeit ergeben. Bei ihrer verschwindend kleinen Wasserverdrängung ist ein irgendwie ins Gewicht fallendes Voreilen ausgeschlossen. Andererseits erfolgt die Auswertung der Flügelmessungen mit Konstanten, die durch Eichung in ruhendem Wasser ermittelt sind, wodurch, wie bereits hervorgehoben, die berechnete Geschwindigkeit zu klein ausfällt. Es ist also richtiger zu sagen, daß die Flügelmessungen eine zu kleine Geschwindigkeit ergeben, als zu behaupten, daß mit Stabschwimmermessungen zu große Geschwindigkeiten erhalten würden.

E. Messung der Abflußmengen.

Allgemeines.

Bei allen Bestimmungen der Abflußmengen wird der Beharrungszustand vorausgesetzt. Es gibt nur ein Mittel zur genauen Bestimmung der Abflußmenge, das ist die Eichung, die aber nur bei sehr kleinen Wassermengen, bis zu etwa 2 cbm/Sek., anwendbar ist. Bei größeren Wassermengen, bis zu etwa 10 cbm/Sek., läßt sich die Abflußmenge durch Ausfluß- und Überfallmessungen bestimmen. Diesen Bestimmungen

haftet aber die mit dem Gebrauche von Berichtigungszahlen verbundene Unsicherheit an. Nur dann, wenn die Messungen unter genau den gleichen Umständen angestellt werden, unter den diese Zahlen auf dem Wege des Versuches ermittelt worden sind, kann von einer genauen Ermittlung der Abflußmenge gesprochen werden.

Sind die Wassermengen oder die Abflußquerschnitte so groß, daß man der Kosten und anderer Rücksichten wegen auf den Einbau von Meßwehren usw. verzichten muß, dann ist man auf die Berechnung der Abflußmengen aus $Q = Fv$ angewiesen, wo F und, wenn irgend tunlich, auch v durch Messung zu bestimmen sind.

Ist die Messung von v unmöglich, dann kann v, falls das Gefälle J bekannt ist, mit einer der Geschwindigkeitsformeln berechnet werden.

Ist auch J unbekannt, dann bleibt als letzter Ausweg die Einschätzung der Abflußmengen aus der Größe und der Beschaffenheit des Flußgebietes unter Berücksichtigung der Niederschlagshöhe.

1. Eichung.

Man beobachtet die Zeit, die das aus einer Rohrleitung oder aus einem Gerinne im Beharrungszustande zufließende Wasser gebraucht, um ein untergeschobenes Kasten- oder röhrenförmiges Gefäß aus Holz oder Eisen um eine beliebige, zu messende Höhe anzufüllen. Das Fassungsvermögen des Eichgefäßes ist am besten dadurch zu ermitteln, daß man die zu seiner teilweisen oder gänzlichen Füllung erforderliche Wassermenge vorher durch Wägung bestimmt. Der Wasserstand im Eichgefäß am Anfange und am Ende der mit einer Stoppuhr zu beobachtenden Füllungszeit ist durch feste oder Schwimmerpegel, die bis auf Millimeter geteilt sein müssen, zu messen. Ist in t Sek. die Füllhöhe des Gefäßes um h mm gestiegen, und entspricht 1 mm Füllhöhe einer Wassermenge von q l, dann ist die gesuchte sekundliche Ausflußmenge

$$Q = \frac{qh}{t}\,\mathrm{l}.$$

2. Ausflußmessungen.

Ausfluß aus wagerechten Bodenöffnungen.

Durch die innen abgerundete wagerechte Bodenöffnung des in Fig. 216 dargestellten Gefäßes fließe die gleiche sekundliche Wassermenge Q cbm aus, die oben in das Gefäß einfließt, so daß die konstante Druckhöhe h m über der Ausflußöffnung von der Größe f qm sich einstellt. Der Querschnitt des Gefäßes sei $= F$ qm. Die Ausflußgeschwindigkeit sei $= v$ m. Da das Gewicht der sekundlich ausfließenden Wassermenge von der Dichte $\gamma = Q\gamma$ ist, so ist die mechanische Arbeit, die diese Wassermasse beim Herabsinken um die Höhe h zu verrichten vermag $= Qh\gamma$, und die mechanische Arbeit, welche die ausfließende Masse $Q\gamma$ in sich aufnimmt, indem sie aus der Ruhe in die Geschwindigkeit v übergeht, ist $= \frac{v^2}{2g} Q\gamma$.

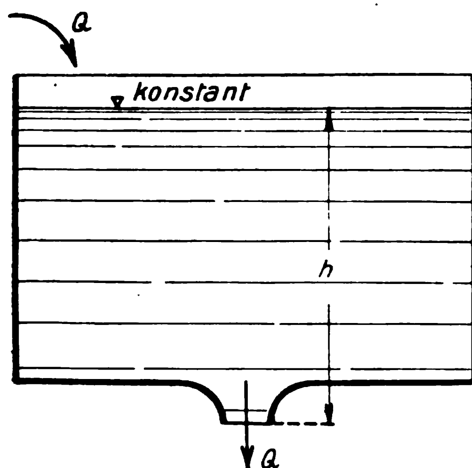


Fig. 216.

Findet nun ein Arbeitsverlust beim Durchgange durch die Öffnung nicht statt, so sind beide Arbeiten einander gleich; es ist also

$$Qh\gamma = \frac{v^2}{2g} Q\gamma$$

oder

$$h = \frac{v^2}{2g} \quad \text{und} \quad v = \sqrt{2gh}. \tag{31}$$

Unter Berücksichtigung der Geschwindigkeit c, mit der das Wasser zufließt, ist die Arbeit $Qh\gamma$ noch um die der Geschwindigkeitshöhe $h_1 = \frac{c^2}{2g}$ entsprechende und dem zufließenden Wasser innewohnende Arbeit $\frac{c^2}{2g} Q\gamma$ zu vergrößern, so daß zu setzen ist

$$(h + h_1)\, Q\gamma = \frac{v^2}{2g} Q\gamma,$$

woraus

$$h + h_1 = \frac{v^2}{2g}$$

und

$$v = \sqrt{2g(h + h_1)} = \sqrt{2gh + c^2}. \tag{32}$$

Nun ist $Fc = fv$ oder $c = \frac{f}{F} v$, mithin

$$h = \frac{v^2}{2g} - \left(\frac{f}{F}\right)^2 \frac{v^2}{2g} = \left[1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2\right] \frac{v^2}{2g}$$

und

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1 - \left(\frac{f}{F}\right)^2}}. \tag{33}$$

Aus

$$f = \frac{F}{\sqrt{1 + \frac{2gh}{c^2}}}$$

wird ersichtlich, daß der Querschnitt f des ausfließenden Strahles bei einer endlichen Zuflußgeschwindigkeit stets kleiner ist als der Querschnitt F der zufließenden Wassermasse, und daß er daher die Ausmündung gar nicht ausfüllt, wenn diese größer ist als

$$\frac{F}{\sqrt{1 + \frac{2gh}{c^2}}}.$$

Nun findet in Wirklichkeit bei der abgerundeten Mündung ein Verlust an Geschwindigkeit statt infolge der Reibung des klebrigen Wassers an der Innenwandung der Mündung, so daß die wirkliche Ausflußgeschwindigkeit

$$v_1 = \varphi v = \varphi \sqrt{2gh}$$

wird, worin φ die Berichtigungszahl der Geschwindigkeit ist.

Mithin ist die wirkliche Ausflußmenge

$$Q = f v_1 = \varphi f v = \varphi f \sqrt{2gh}. \tag{34}$$

Nach den Versuchen von Weisbach ist für gut abgerundete Mundstücke und für Druckhöhen $h = 0{,}02$ bis 103 m, $\varphi = 0{,}959$ bis $0{,}994$.

Erfolgt der Ausfluß durch eine wagerechte Bodenöffnung in dünner Wand, so tritt eine bedeutende Verminderung der Ausflußmenge ein, indem die einzelnen Wasserteilchen in einander sich nähernden Linien durch die Mündung hindurch gehen und dadurch einen zusammengeschnürten Wasserstrahl hervorbringen. Durch Messungen ist festgestellt worden, daß der Strahl in einer Entfernung, die etwa gleich der halben Mündungsweite ist, die stärkste Einschnürung und eine Dicke hat, die etwa das 0,8-fache des Mündungsdurchmessers beträgt. Ist f_1 der Querschnitt des eingeschnürten Strahles und f der Mündungsquerschnitt, dann ist somit

$$f_1 = (0{,}8)^2 f = 0{,}64 f.$$

Die Größe

$$\alpha = \frac{f_1}{f}$$

heißt die Berichtigungszahl der Einschnürung.

Für den Ausfluß aus Mündungen in dünner Wand ist also

$$\alpha \cong 0{,}64.$$

Aus den genannten Beziehungen ergibt sich mit den Bezeichnungen der Fig. 217 für eine kreisrunde wagerechte Bodenöffnung

$$r = 1{,}3 d.$$

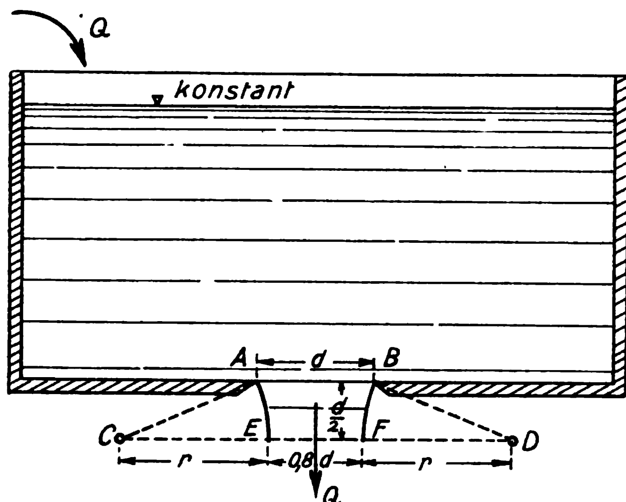


Fig. 217.

Werden die Mündungen nach dieser Gestalt des eingeschnürten Wasserstrahles geformt, dann ergeben sie die Ausflußgeschwindigkeit

$$v_1 \cong 0{,}97\, v.$$

Die wirkliche Ausflußmenge ist also

$$Q_1 = f_1 v_1 = \alpha f \varphi v = \alpha \varphi f v = \mu f v = \mu f \sqrt{2gh}. \tag{35}$$

Die Größe

$$\mu = \alpha \varphi$$

heißt die Berichtigungszahl des Ausflusses, die also das Produkt aus den Berichtigungszahlen der Einschnürung und der Geschwindigkeit ist. Durch Messungen ist festgestellt worden, daß diese Zahl zunimmt, wenn die Mündungsgröße und die Druckhöhe abnehmen.

Nimmt man für μ einen mittleren Wert 0,62 und $\alpha = 0{,}64$ an, so erhält man für den Ausfluß durch wagerechte Bodenöffnungen in dünner Wand die Berichtigungszahl der Geschwindigkeit

$$\varphi = \frac{\mu}{\alpha} = 0{,}97,$$

also etwa so groß wie beim Ausflusse durch abgerundete Mündungen.

Ausfluß aus Seitenöffnungen. Da die Gleichung (35) nur gilt für den Fall, daß alle Teile der Ausflußöffnung unter der gleichen Druckhöhe h stehen, so ist sie bei

größeren Seitenöffnungen, Fig. 218, nur gültig für ein unendlich niedriges Flächenstreifchen $df = b\,dx$, dessen sekundliche Ausflußmenge mithin beträgt

$$dQ = \mu\, df \sqrt{2gx} = \mu b \sqrt{2g} \cdot \sqrt{x} \cdot dx.$$

Somit wird die gesamte sekundliche Ausflußmenge

$$Q = \mu b \sqrt{2g} \int_{h_1}^{h} \sqrt{x} \cdot dx = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} (h^{\frac{3}{2}} - h_1^{\frac{3}{2}}). \tag{36}$$

Für $h_1 = 0$ erhält man die Abflußmenge über einen freien Überfall

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}. \tag{37}$$

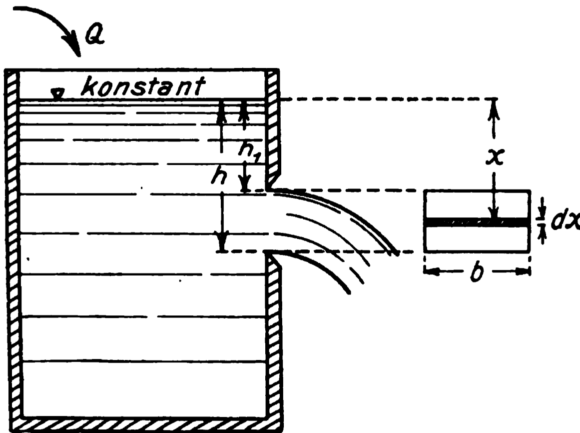


Fig. 218.

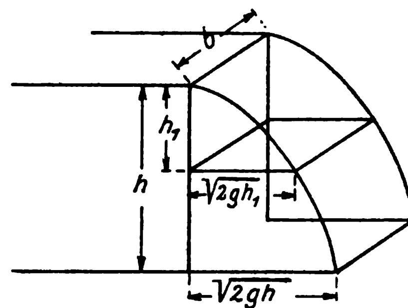


Fig. 219.

Stellt man, Fig. 219, die Geschwindigkeiten durch wagerechte Ordinaten dar, dann werden diese begrenzt durch eine quadratische Parabel, denn es ist:

$$\frac{h}{h_1} = \frac{(\sqrt{2gh})^2}{(\sqrt{2gh_1})^2}$$

und der Rauminhalt des Ausflußkörpers ist im ersten Falle

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh} - \frac{2}{3} \mu b h_1 \sqrt{2gh_1}$$

und für den freien Überfall

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}.$$

Mit Berücksichtigung der Geschwindigkeit c des zufließenden Wassers, der die Geschwindigkeitshöhe

$$k = \frac{c^2}{2g}$$

entspreche, ändern sich die gefundenen Gleichungen in

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - (h_1 + k)^{\frac{3}{2}}\right] \tag{38}$$

und für den freien Überfall in

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right]. \tag{39}$$

Wasserzoll ist die Wassermenge, die durch eine Kreisöffnung in zugeschärfter **lotrechter** Wand abfließt. In der dichten Abschlußwand eines Meßgefäßes sind mehrere solcher Öffnungen wagerecht nebeneinander vorhanden, von denen so viele verstöpselt werden, daß der Wasserspiegel auf einem bestimmten **Normaldrucke** erhalten wird. Bei den Verhältnissen der Fig. 220 ergibt eine Öffnung 20 cbm/Tag

$$= 0{,}23 \text{ sl (Sekundenliter).}$$

Mithin ist die Ausflußmenge bei n Öffnungen

$$Q = n \cdot 0{,}23 \text{ sl.}$$

Fig. 221 zeigt die Ausbildung der Meßvorrichtung. Das zu messende Wasser fließt durch die Röhre R in einen Kasten A, aus dem es durch Löcher, die unten in der Zwischenwand S angebracht sind, in den Kasten B eintritt, um aus B durch eine wagerechte Reihe von 20 mm weiten und in Blech ausgeschnittenen, nach Fig. 220 geformten Mündungen F abzufließen. Um den Wasserspiegel in B genau in der Höhenlage der Fig. 220 zu erhalten, muß ein Teil der Öffnungen F verstöpselt werden. Zur feineren Einstellung bringt man noch kleinere Mündungen f an, die besonders geeicht werden müssen.

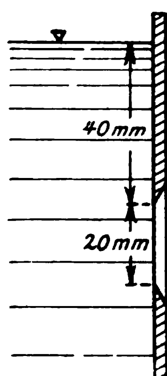


Fig. 220.

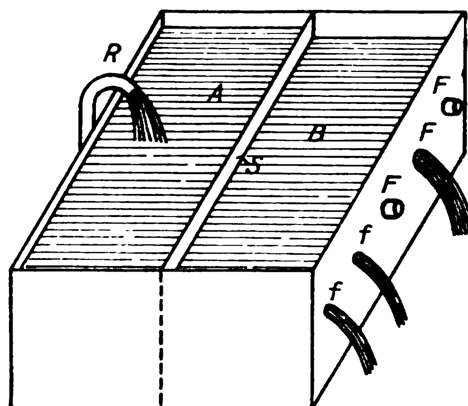


Fig. 221.

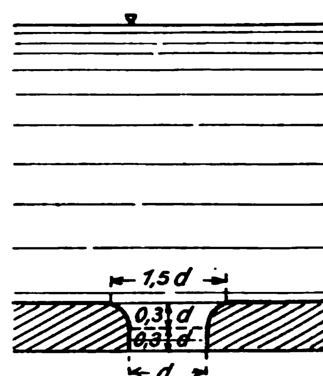


Fig. 222.

Größere Wassermengen kann man dadurch teilen, daß man das Wasser zunächst in einen Behälter mit einer gewissen Anzahl in der Wage liegenden Mündungen leitet und nur das von einer Mündung gelieferte Wasser in dem Kasten der Fig. 221 auffängt.

Genauere Ergebnisse erhält man nach Fig. 222 mit gut geglätteten und ausgerundeten Düsen im **Boden** eines Ablaufes. Alle Düsen von verschiedenem Querschnitte stehen unter gleichem Wasserdrucke und haben die gleiche Ausflußzahl $\mu \sim 0{,}99$. Mithin verhalten sich die Ausflußmengen wie die Düsenquerschnitte. Eine der kleineren Düsen fördert in ein Eichgefäß.

Überfälle.

Zur Wassermengenmessung eignen sich nur **vollkommene** Überfälle, das sind solche, bei denen der Unterwasserspiegel tiefer als die Überfallkante liegt, Fig. 223. Ferner sollten die Überfälle stromaufwärts zugeschärfte Kanten erhalten.

Die Druckhöhe h wird in 3 bis 5 m Abstand von der Überfallkante gemessen. Zwischen Schwelle und Strahl muß sich ein mit Luft erfüllter Raum befinden, daher ist bei Überfällen ohne seitliche Zusammenschnürung, wenn sie als Meßwehre benutzt werden sollen, in einer der lotrechten Seitenwände eine Luftöffnung a von etwa 60 mm Durchmesser anzubringen.

α) **Vollkommener Überfall ohne seitliche Einschnürung** (Wehrlänge b gleich der Gerinnebreite!)

Die überfließende Wassermenge ist nach Gl. (39)

$$Q = \frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right]$$

wo

$$k = \frac{v^2}{2g} \quad \text{und} \quad v = \frac{Q}{b(h+w)}.$$

Es ist nun

$$(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} = h^{\frac{3}{2}}\left[\left(1+\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} - \left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}}\right].$$

Der stets sehr kleine Ausdruck $\left(\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$ darf vernachlässigt werden. Die Entwicklung des ersten Gliedes in der Klammer auf der rechten Seite nach dem binomischen Lehrsatze unter Vernachlässigung der höheren Potenzen von $\frac{k}{h}$ ergibt

$$\left(1+\frac{k}{h}\right)^{\frac{3}{2}} = 1 + \frac{3}{2}\,\frac{k}{h}.$$

Dem wirklichen Strömungsvorgang im zufließenden Oberwasser wird dadurch Rechnung getragen, daß man das Glied $\frac{3}{2}\,\frac{k}{h}$ mit einer Berichtigungszahl α multipliziert.

Nunmehr wird

$$Q = \frac{2}{3}\mu b h \sqrt{2gh}\left[1 + \frac{3}{2}\cdot\alpha\frac{k}{h}\right].$$

Setzt man jetzt

$$\frac{2}{3}\mu\left[1+\frac{3}{2}\cdot\alpha\frac{k}{h}\right] = \frac{2}{3}\mu\left[1+\frac{3}{2}\cdot\alpha\frac{v^2}{2gh}\right] = m,$$

dann wird

$$Q = m b h \sqrt{2gh}. \qquad (40)$$

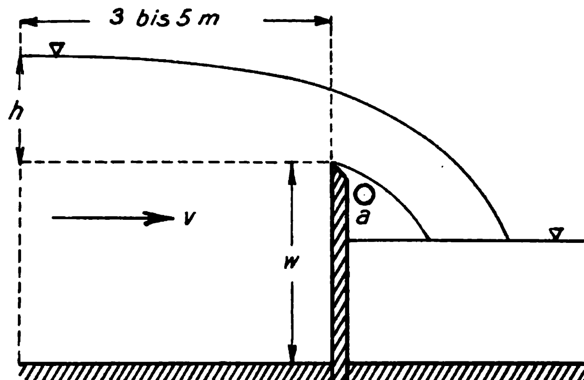


Fig. 223.

Diese Gleichung ist in vorstehender Weise von **Bazin** [44] abgeleitet worden.

Ferner ist

$$v = \frac{Q}{b(h+w)} = \frac{mh\sqrt{2gh}}{h+w}$$

$$\frac{v^2}{2gh} = m^2\left(\frac{h}{h+w}\right)^2.$$

Mit $K = \frac{3}{2}\alpha m^2$ wird

$$m = \frac{2}{3}\mu\left[1 + K\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right]. \qquad (41)$$

Bazins Versuche haben nun zu folgendem Ergebnisse geführt: α und K sind nicht völlig konstant, doch begeht man keinen wesentlichen Fehler, wenn man die Mittelwerte

$$\alpha = \frac{5}{3} \quad \text{und} \quad K = 0{,}55 \text{ einführt.}$$

Somit wird nach **Bazin**

$$Q = \frac{2}{3}\mu\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] b h \sqrt{2gh}. \qquad (42)$$

Bazin hat die Werte $\frac{2}{3}\mu$ durch Versuche an 2,10 m breiten Überfällen bestimmt und mit Hilfe der so gefundenen Größen die Werte

$$m = \frac{2}{3}\mu\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right]$$

berechnet, die die zugehörigen Abflußmengen

$$Q = mbh\sqrt{2gh} \text{ ergeben.}$$

m — Werte der Bazinschen Formel $Q = mbh\sqrt{2gh}$,

$$m = \frac{2}{3}\mu\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h+w}{h}\right)^2\right].$$

h	m — Werte für die folgenden Wehrhöhen w in m									$\frac{2}{3}\mu$
m	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,00	1,50	2,00	
0,05	0,458	0,453	0,451	0,450	0,449	0,449	0,449	0,448	0,448	0,4481
0,06	0,456	0,450	0,447	0,445	0,445	0,444	0,443	0,443	0,443	0,4427
0,07	0,455	0,448	0,445	0,443	0,442	0,441	0,440	0,440	0.439	0,4391
0,08	0,456	0,447	0,443	0,441	0,440	0,438	0,438	0,437	0,437	0,4363
0,09	0,457	0,447	0,442	0,440	0,438	0,436	0,436	0.435	0,434	0,4340
0,10	0,459	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433	0,4322
0,12	0,462	0,448	0,442	0,438	0,436	0,433	0,432	0,430	0,430	0,4291
0,14	0.466	0,450	0,443	0,438	0,435	0,432	0,430	0,428	0,428	0,4267
0,16	0,471	0,453	0,444	0,438	0,435	0,431	0,429	0,427	0,426	0,4246
0,18	0,475	0,456	0,445	0,439	0,435	0,431	0,428	0,426	0,425	0,4229
0.20	0,480	0,459	0,447	0,440	0,436	0,431	0,428	0,425	0,423	0,4215
0,22	0,484	0,462	0,449	0,442	0,437	0,431	0,428	0,424	0,423	0,4203
0,24	0,488	0,465	0,452	0,444	0,438	0,432	0,428	0,424	0,422	0,4194
0,26	0,492	0,468	0,455	0,446	0,440	0,432	0,429	0,424	0,422	0,4187
0,28	0,496	0,472	0,457	0,448	0,441	0,433	0,429	0,424	0,422	0.4181
0,30	0,500	0,475	0,460	0,450	0,443	0,434	0,430	0,424	0,421	0,4174
0,32		0,478	0,462	0,452	0,444	0,436	0,430	0,424	0,421	0,4186
0,34		0,481	0,464	0,454	0,446	0,437	0,431	0,424	0,421	0,4162
0,36		0,483	0,467	0,456	0,448	0,438	0,432	0,424	0,421	0,4156
0,38		0,486	0,469	0,458	0,449	0,439	0,432	0,424	0,421	0,4150
0,40		0,489	0,472	0,459	0,451	0,440	0,433	0,424	0,421	0,4144
0,42		0,491	0,474	0,461	0,452	0,441	0,434	0,425	0,421	0,4139
0,44		0,494	0.476	0,463	0,454	0,442	0,435	0,425	0,421	0,4134
0,46		0,496	0,478	0,465	0,456	0,443	0,435	0,425	0,421	0,4128
0,48			0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,421	0,4122
0,50			0,482	0,468	0,459	0,445	0,437	0,426	0,421	0,4118
0,52			0,483	0,470	0,460	0,446	0,438	0,426	0,421	0,4112
0,54			0,485	0,472	0,461	0,447	0,438	0,426	0,421	0,4107
0,56			0,487	0,473	0,463	0,448	0,439	0,427	0,421	0,4101
0,58			0,489	0,475	0,464	0,449	0,440	0.427	0.421	0.4096
0,60			0,490	0.476	0,466	0,451	0,441	0.427	0.421	0,4091

$\frac{2}{3}\mu$ nimmt langsam ab mit wachsendem h, und zwar setzt Bazin für $h > 0{,}10$ m.

$$\frac{2}{3}\mu = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}.$$

Für den Bereich

$$0{,}10 \text{ m} < h < 0{,}30 \text{ m}$$

begeht man höchstens einen Fehler von 3 % des Ergebnisses, wenn man $\frac{2}{3}\mu$ konstant annimmt und $K = 0{,}5$ setzt, so daß dann wird

$$m = 0{,}425 + 0{,}212\left(\frac{h}{h+w}\right)^2.$$

Die Bazinschen Formeln nehmen somit für diese beiden Fälle die Gestalt an

$$Q = \left[0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}\right]\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] b h \sqrt{2gh} \tag{43}$$

und genau genug

$$Q = \left[0{,}425 + 0{,}212\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] b h \sqrt{2gh}. \tag{44}$$

Wir empfehlen für die praktische Anwendung die einfachere aber durchaus genügende Gleichung (44).

Frese [46] gibt auf Grund eigener Versuche mit $b > h$, $0{,}5 < b < 5{,}5$ m und $0{,}1 < h < 0{,}6$, sowie der Versuche von Bazin und Anderen

$$Q = \left[0{,}410 + \frac{0{,}0014}{h}\right]\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{h+w}\right)^2\right] b h \sqrt{2gh}. \tag{45}$$

h wurde im Abstande 5 m von der Überfallkante gemessen.

Th. Rehbock [45] empfiehlt die durch eigene, mit großer Sorgfalt ausgeführte Versuche gefundene Formel

$$Q = \frac{2}{3}\left(0{,}605 + \frac{1}{1050h - 3} + 0{,}08\frac{h}{w}\right) b h \sqrt{2gh}. \tag{46}$$

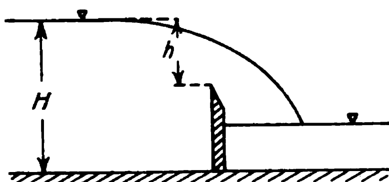


Fig. 224 a.

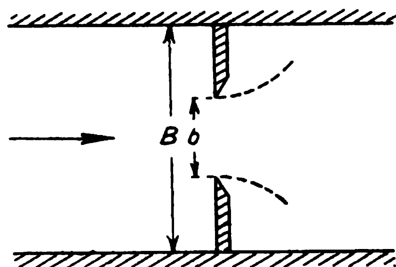


Fig. 224 b.

Kommt es bei den Messungen nicht auf große Genauigkeit an, ist das Meßwehr nicht in einem rechteckigen künstlichen Gerinne erbaut, ist die Geschwindigkeit, mit der das Wasser am Wehre ankommt, sehr klein, und ist endlich das Verhältnis

$$\frac{h}{h+w} \lesseqgtr \frac{1}{15},$$

dann genügt die Formel

$$Q = \frac{2}{3}\mu b h \sqrt{2gh}$$

mit

$$\frac{2}{3}\mu \cong 0{,}443$$

oder

$$Q = 1{,}96\, b h \sqrt{h}. \tag{47}$$

β) **Vollkommener Überfall mit Einschnürung auf beiden Seiten des Gerinnes.** (Gerinnebreite B größer als Wehrlänge b). Nach **Frese** [46] ist, Fig. 224a und b, für $0,1 \leqq h \leqq 0,6$ m, h wurde 5 m oberhalb der Überfallkante gemessen, und $b_{max} = 5,5$ m in der Gleichung

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$$

$$\mu = \mu_0 \varepsilon,$$

worin

$$\left.\begin{aligned} \mu_0 &= 0,5755 + \frac{0,017}{h + 0,18} - \frac{0,075}{b + 1,2}, \\ \varepsilon &= 1 + \left[0,25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + \zeta_1\right]\left(\frac{h}{H}\right)^2, \\ \zeta_1 &= 0,025 + \frac{0,0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0,02}. \end{aligned}\right\} \qquad (48)$$

μ_0 und ε sind aus folgenden Tafeln zu entnehmen.

μ_0 — **Werte.**

h	b in Meter											
m	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,25	1,50
0,1	0,5785	0,5826	0,5862	0,5893	0,5921	0,5945	0,5967	0,5987	0,6005	0,6021	0,6056	0,6089
0,2	625	666	702	733	761	785	807	827	5845	5861	5896	5924
0,3	532	573	609	640	668	692	714	734	752	768	803	831
0,4	471	512	548	579	607	631	653	673	691	707	742	770
0,5	428	469	505	536	564	588	610	630	648	664	699	727
0,6	396	437	473	504	532	556	578	598	616	632	667	695

h	b in Meter											
m	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
0,1	0,6108	0,6128	0,6159	0,6183	0,6202	0.6218	0,6230	0,6241	0,6250	0,6258	0,6265	0,6271
0,2	5948	5968	5999	6023	6042	6058	6070	6081	6090	6098	6105	6111
0,3	855	875	906	5930	5949	5965	5977	5988	5997	6005	6012	6018
0,4	794	814	845	869	888	904	916	927	936	5944	5951	5957
0,5	751	771	802	826	845	861	873	884	893	901	908	914
0,6	719	739	770	794	813	829	841	852	861	869	876	882

ε — **Werte.**

$\frac{h}{h+w}$	$\frac{b}{B}$								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,05	1,0042	1,0043	1,0043	1,0043	1,0044	1,0045	1,0045	1,0046	1,0047
6	58	58	59	59	60	61	63	64	66
7	75	75	76	77	78	79	81	83	85

$\frac{h}{h+w}$	$\frac{b}{B}$ 0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,08	1,0093	1,0093	1,0094	1,0095	1,0097	1,0098	1,0100	1,0103	1,0106
9	1,0110	1,0111	1,0112	1,0113	1,0115	1,0117	20	23	26
0,10	28	29	30	32	34	37	40	44	48
25	68	70	72	75	78	82	87	93	
50	1,0205	1,0206	1,0209	1,0213	1,0218	1,0224	1,0232	1,0240	
75	35	37	41	46	53	62	72	83	
0,200	61	64	69	76	85	96	1,0309	1,0324	
25	83	86	93	1,0302	1,0313	1,0327	43		
50	1,0301	1,0306	1,0314	25	39	56	76		
75	17	23	33	46	63	84	1,0408		
0,300	31	38	49	65	85	1,0410	39		
25	44	52	65	84	1,0408	37			
50	56	65	81	1,0402	30	63			
75	67	78	95	20	51				
0,40	77	89	1,0409	37	73				
5	97	1,0412	37	73					
0,50	1,0416	35	66						
5	35	58							
0,60	54	81							
5	74	1,0506							
0,70	95	32							
5	1,0517								
0,80	40								
5	64								
0,90	89								
5	1,0616								
1,00	43								

Anmerkung. Es sind nur die Werte aufgenommen, für welche Versuche vorliegen!

Bei einer wesentlichen Überschreitung der größten Überfallbreite von 5,5 m behalten die Freseschen Formeln ihre Gültigkeit.

Kinzer [47] ermittelte durch Versuche mit

$B = 1,377$ m, $0,2 > b < 1,0$ m, $0,044 > h < 0,246$ m, $0,012 > v < 0,237$,

wobei h 1 m oberhalb des Überfalles gemessen wurde,

$$\left.\begin{array}{l} \text{für die Gleichung} \quad Q = \frac{2}{3}\mu b h \sqrt{2gh} \\ \frac{2}{3}\mu = 0,4342 - 0,009\,\frac{b}{B} - 0,0777\,\frac{h}{H}. \end{array}\right\} \quad (49)$$

Angenähert ist

$$Q = 1,8 \cdot b h \sqrt{h}. \quad (50)$$

γ) Vollkommener V-Überfall (Fig. 225). Die in der Sekunde durch das Flächenstreifchen $y dx$ ausfließende Wassermenge ist

$$dQ = \mu y dx \sqrt{2gx}.$$

Daraus

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int_0^h y \sqrt{x}\, dx$$

oder, da

$$y = \frac{b}{h}(h - x)$$

ist,

$$Q = \frac{\mu b}{h} \sqrt{2g} \int_0^h (h - x) \sqrt{x}\, dx$$

$$Q = \frac{\mu b}{h} \sqrt{2g} \left[h \cdot \frac{2}{3} h^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{5} h^{\frac{5}{2}} \right] = \frac{4}{15} \mu b h \sqrt{2gh}.$$

Für $\alpha = 90^\circ$ wird $b = 2h$, mithin, da $\sqrt{2g} = 4{,}43$,

$$Q = \frac{4}{15} \cdot \mu \cdot 2 \cdot 4{,}43 h^2 \sqrt{h} = 2{,}36 \cdot \mu h^2 \sqrt{h}.$$

Jas. Thompson [48] fand durch Versuche

$$2{,}36 \cdot \mu = 0{,}305 \text{ für } Q \text{ in cbf. engl./Min.}$$

Die Umrechnung auf Sekundenliter ergibt

$$Q = 0{,}014 h^2 \sqrt{h}, \tag{51}$$

wenn h in cm ausgedrückt wird.

h ist 0,80 m oberhalb des Einschnittes zu messen. Für kleine Wassermengen ist dieser Überfall ganz besonders zu empfehlen.

Es sei nachdrücklichst darauf hingewiesen, daß man nur dann von Anderen berechnete Berichtigungszahlen benutzen darf, wenn die Verhältnisse der Meßeinrichtung mit denen der Versuchsvorrichtung übereinstimmen, welche zur Ermittlung dieser Zahlen gedient hat. Ist das nicht der Fall, dann vermeide man die verwickelteren Formeln und rechne mit einer der Näherungsformeln (47) oder (50).

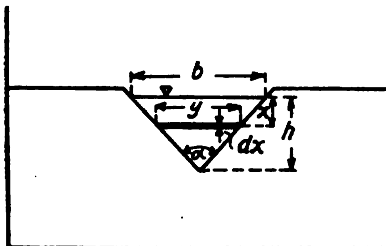


Fig. 225.

Bei der baulichen Ausbildung der Messungsvorrichtung ist vor allem auch darauf zu achten, daß das gesamte Zuflußwasser auch wirklich über das Meßwehr fließt. Es ist daher die Meßwand, Spundwand usw., sowohl so tief als auch so weit seitlich in den gegebenenfalls durch Tonschlag zu dichtenden Boden einzuführen, daß das zufließende Wasser weder unter der Meßwand noch seitlich von dieser sich einen Ausweg bahnen kann. Wir werden bei der Erörterung der Ausbildung der Wehre auf diese Fragen eingehend zurückkommen.

Sollen ununterbrochene Dauermessungen bei sich ändernder Höhe h vorgenommen werden, dann sind die Schwankungen des Wasserspiegels vor dem Meßwehre durch einen selbstschreibenden Schwimmerpegel, der in einem Schutzhäuschen unterzubringen ist, aufzuzeichnen.

Selbsttätige Wassermengenmesser. Für manche Zwecke, z. B. den Betrieb von Wasserwerken, ist es vorteilhaft, mit selbstschreibenden Schwimmerpegeln an Meßwehren nicht nur die Überfallhöhen, sondern auch die diesen entsprechenden Wassermengen aufzeichnen zu lassen. Dadurch wird sowohl die sofortige Ablesung der jeweils abfließenden Wassermenge und des zugehörigen Wasserstandes ermöglicht, als auch

die während einer gewissen Beobachtungszeit abgeflossene Wassermenge durch Planimetrierung der aufgezeichneten Fläche bestimmt.

Von den diese Aufgabe lösenden Einrichtungen sei hier der selbsttätige Wassermengenmesser, Bauart Henochsberg-Fuess, [49] beschrieben.

Die Wasserspiegelschwankungen werden durch einen Schwimmer S aus Kupferblech, Fig. 226, und einen 0,7 mm starken Draht aus Siliziumbronze auf das Meßrad Sr übertragen. Der Schwimmerdraht wird durch das Gegengewicht N in stets gleicher Spannung gehalten, so daß sich das Meßrad entsprechend der Schwimmerbewegung drehen muß. Diese Drehung wird bei großen Wasserstandschwankungen (> 1 m) unter Einfügung eines geeigneten Zahnradgetriebes rR auf die Achse der Kurvenbahn K übersetzt. Bei kleineren Wasserstandschwankungen wird die Kurvenbahn K unmittelbar auf die Achse des Meßrades Sr aufgebracht. In beiden Fällen ist das Meßrad Sr mittels zweier Klemmschrauben in jeder Lage auf seiner Achse feststellbar. Hinter der Kurvenbahn ist die senkrechte Führungsstange A der Schreibfederhülse so angeordnet, daß der auf der letzteren angebrachte Stahlstift auf der Kurvenbahn ruht und deren Bewegungen folgt.

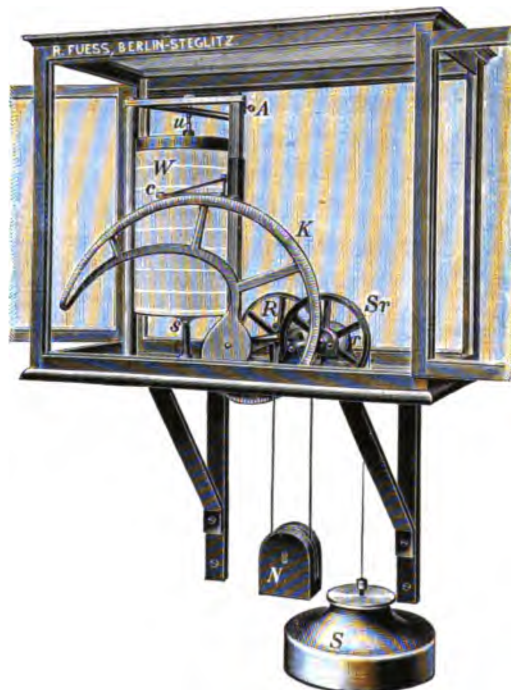


Fig. 226.

Die Kurvenbahn ist nach den Verhältnissen der bei den verschiedenen Wasserständen abfließenden Wassermengen auf Grund der nachfolgenden Berechnung für bestimmte Fälle so auszubilden, daß die entsprechenden Ordinaten durch die Schreibfeder c unmittelbar auf die Schreibwalze W übertragen werden. Diese Walze ruht auf dem Spurzapfen s und wird durch ein Uhrwerk umgedreht.

Die Kurvenbahn ist entsprechend den Wasserstandhöhen geteilt, während der Gleitstift der Schreibfederhülse als Ablesungszeiger dient. Es wird daher die jeweils abfließende Wassermenge durch die Schreibfeder auf dem Diagrammpapier und die zugehörige Wasserstandhöhe durch den Gleitstift auf der Kurvenbahn angegeben.

Die Vorrichtung wird mit den beiden Klemmschrauben am Schwimmerrad und einer Feineinstellung am Schreibhebel eingestellt.

Zur Flächenbestimmung des erhaltenen Diagramms ist zunächst zwischen den als Ordinaten aufzutragenden sekundlichen Wassermengen und der auf dem Papier verzeichneten sekundlichen Weglänge eine Beziehung festzulegen. Wird der Inhalt der der sekundlichen Wassermenge Q (cbm) entsprechenden Fläche mit F (qmm), die zugehörige Ordinate mit H (mm) und die von dem Diagrammpapier sekundlich zurückgelegte Wegstrecke mit z (mm) bezeichnet, so ist

$$Q = kF = kHz$$

$$H = \frac{Q}{kz}\,. \qquad \text{(I)}$$

k bedeutet den konstanten, beliebig zu wählenden, Faktor, mit dem F multipliziert werden muß, um Q in cbm zu erhalten.

Nun ist

$$Q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh},$$

wo h und b in m, und demnach

$$H = \frac{\frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}}{kx}. \tag{II}$$

Diese Ordinaten H sind dadurch aufzuzeichnen, daß die Kurvenbahn entsprechend der Funktion von H ausgebildet wird. Um zu vermeiden, daß für $h = 0$ der Kurvenpunkt mit dem Drehpunkt zusammenfällt, wird aus praktischen Gründen die Konstante $c = 40$ mm, gleich dem Abstande des Gleitstiftes der Schreibfederhülse von der Drehachse der Kurvenbahn im Ruhezustande zugefügt. Für den Leitstrahl r (mm) der Kurvenbahn gilt dann die Gleichung

$$r = H + c = \frac{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \sqrt{h^3}}{kx} + c.$$

Hat das Meßrad den Radius R (mm), und beträgt der vom Meßrad beschriebene, bei einer bestimmten Überfallhöhe h gemessene Zentriwinkel φ Grad, dann ist

$$h = \pi R \frac{\varphi}{180} \tag{III}$$

und

$$r = \frac{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \sqrt{\left(\pi R \frac{\varphi}{180}\right)^3}}{kx} + c. \tag{IV}$$

Diese Gleichung, die eine Spirale von der allgemeinen Form $r = a\varphi^n + c$ darstellt, dient zur Berechnung der Kurvenbahn.

Zur Erläuterung geben wir nach der genannten Quelle die Berechnung einer solchen Meßvorrichtung.

Die Wassermenge eines 0,40 m breiten Überfallwehres mit höchstens 0,20 m Überfallhöhe soll fortlaufend bei täglich einmaligem Walzenumlaufe aufgezeichnet werden. Nach Gl. (49) ist

$$\frac{2}{3} \mu = 0{,}4342 - 0{,}009 \frac{b}{B} - 0{,}0777 \frac{h}{H}.$$

Es war gegeben

$$\frac{b}{B} = \frac{1}{3} \quad \text{und} \quad H - h = 0{,}25,$$

so daß $\frac{2}{3} \mu$ für jedes h zu berechnen war.

Mit Rücksicht auf die Herstellung sowohl wie auch den gegebenen Bedingungen entsprechend wurde gewählt

$$R = 0{,}0637 \text{ m } (0{,}4 \text{ m Umfang}),$$

$$x = \frac{1}{180} \text{ mm } (1 \text{ Stunde} = 20 \text{ mm}) \quad \text{und}$$

$$k = 0{,}05.$$

Aus der Gleichung (III) ergibt sich für $h_{max} = 0{,}20$ m

$$\varphi = \frac{h}{R} \frac{180}{\pi} = 180^{\circ}.$$

Die Spiegelschwankung von 0,20 m dreht also das Meßrad um 180°, entsprechend der halben Abwicklung seines Umfanges.

Die Ausflußzahl $\frac{2}{3}\mu$ berechnet sich nach Gleichung (49) für $h = 0{,}20$ m zu $\frac{2}{3}\mu = 0{,}4027$.

Nach Gleichung (IV) ist dann

$$r_{max} = \frac{0{,}4027 \cdot 0{,}4 \cdot \sqrt{2g}\sqrt{(\pi \cdot 0{,}0637)^3}}{0{,}05 \cdot \frac{1}{180}} + 40 = 270 \text{ mm}.$$

Die zugehörige Ordinate H wird selbsttätig auf der Walze in dem Werte

$$H = r - c = 230 \text{ mm}$$

aufgezeichnet.

Nach Gleichung (I) entspricht diese Ordinate einer Wassermenge

$$Q = Hkz = \frac{230 \cdot 0{,}05}{180} = 0{,}0639 \text{ cbm oder } 63{,}9 \text{ sl.}$$

Das Diagrammpapier ist regelmäßig liniiert, und zwar beträgt für je 1 sl Wassermenge die Ordinate

$$H = \frac{Q}{kz} = \frac{0{,}001}{0{,}05 \cdot \frac{1}{180}} = 3{,}6 \text{ mm}.$$

Die jeweils abfließende Wassermenge kann somit ohne jede Berechnung sofort von dem Diagramm in Sekundenlitern abgelesen werden.

Die während eines gewissen Zeitraumes abgeflossene Wassermenge W (cbm) wird in einfachster Weise durch das Produkt

$$W = kF = 0{,}05 \cdot F$$

ermittelt, wenn die zugehörige Diagrammfläche F planimetrisch in Quadratmillimetern ausgemessen wurde. Im vorliegenden Falle entspricht jeder Quadratmillimeter der Diagrammfläche einer Wassermenge von 0,05 cbm.

Die Vorrichtung ist durch einen Glaskasten geschützt, der auf zwei Seiten für die Bedienung zu öffnen ist.

Sie hat sich durchaus bewährt.

3. Bestimmung der Wassermenge aus $Q = Fv$.

α) Mit Hilfe der gemessenen Geschwindigkeit. In den Lotrechten I, II, III usw. (Fig. 227) werden durch Messung die Vertikalgeschwindigkeitskurven (Fig. 228) bestimmt, deren Flächen f_1, f_2, f_3 usw. am besten planimetrisch ermittelt und linear von der Wasserspiegellinie AC nach oben aufgetragen. Dann ergibt die Fläche ABC die Wassermenge.

Bei der Auswertung der planimetrisch zu ermittelnden Fläche ABC ist folgendes zu beachten.

Ist der Längenmaßstab des Querschnittes, Fig. 227, gleich $1 : m$, ist ferner der Maßstab der Vertikalgeschwindigkeitsflächen f in Fig. 227 gleich $1 : n$, dann ist in der Fläche ABC

$$\frac{1}{m} \cdot \frac{1}{n} \text{ qm} = 1{,}0 \text{ cbm.}$$

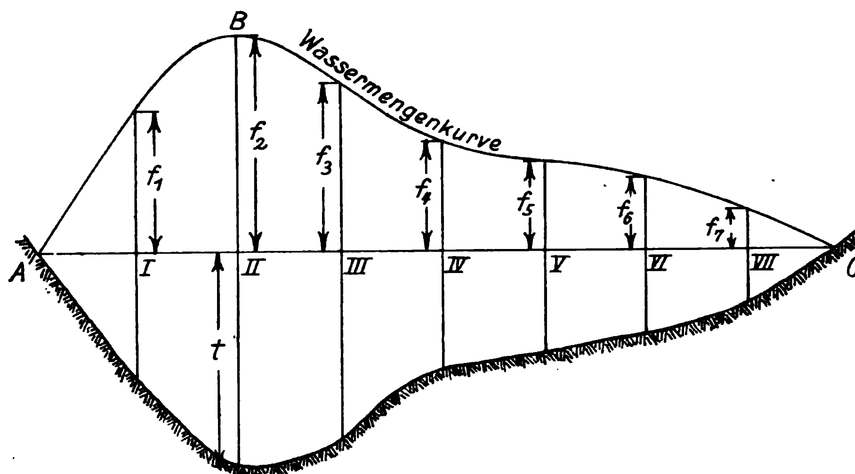


Fig. 227.

Ist daher der wirkliche Inhalt der gezeichneten Fläche $ABC = a$ qm, dann ergibt sich die sekundliche Wassermenge

$$Q = \frac{1}{m} \cdot \frac{1}{n} \cdot a \text{ in cbm.}$$

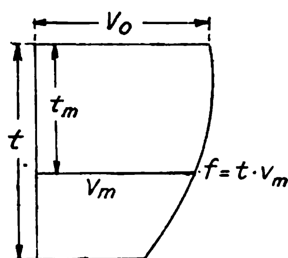


Fig. 228.

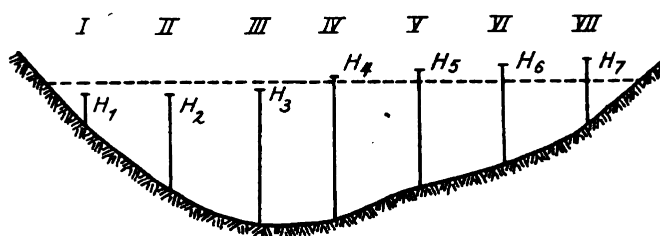


Fig. 229.

Bei dieser Auswertung wird vorausgesetzt, daß während der ganzen Messungsdauer der Wasserspiegel im Beharrungszustande AC verblieben sei. Das trifft bei größeren Stromquerschnitten und bei dem sehr zeitraubenden Punktmessungsverfahren nicht zu. Harlacher [39] hat gezeigt, wie der wahre mittlere Messungswasserstand zu ermitteln ist. Während der Dauer der Geschwindigkeitsmessungen sind im Querschnitt mittels besonderer Pegel und des nächstliegenden festen Pegels die Wasserstände zu messen. Insbesondere ist die Höhe des Wasserspiegels im Querschnitt zur Zeit der Messung in jeder Lotrechten zu ermitteln, Fig. 229. Werden die Wasserstände zur Zeit der Messungen in den Lotrechten I, II, III . . . bezeichnet mit

$$H_1,\ H_2,\ H_3 \ldots H_n,$$

dann ist

$$(H) = \frac{1}{n} (H_1 + H_2 + H_3 + \ldots H_n)$$

das **arithmetische Mittel**, das zuweilen als der mittlere Wasserstand, d. h. als derjenige angesehen wird, auf den die Wassermenge zu beziehen ist.

Nun sind aber die Wassermengen, die den im Stromstriche und in dessen Nähe liegenden Lotrechten entsprechen, größer als die Mengen, welche auf die nahe am Ufer befindlichen Lotrechten entfallen, woraus hervorgeht, daß die Wasserstandsänderungen bei den mittleren Lotrechten mehr ins Gewicht fallen als bei den äußeren. Es wird daher im allgemeinen die berechnete Wassermenge für den als arithmetisches Mittel angenommenen Wasserstand zu groß oder zu klein sein.

Deshalb ist anstatt des arithmetischen Mittels der Wasserstände der **wahre mittlere Wasserstand** zu berechnen.

Bezeichnen

v'_m, v''_m, v'''_m .... die mittleren Geschwindigkeiten in den Lotrechten,

F_1, F_2, F_3 .... die auf die einzelnen Lotrechten entfallenden Teilflächen des Abflußquerschnittes,

so sind die Teilwassermengen

$$Q_1 = F_1 v'_m; \quad Q_2 = F_2 v''_m; \quad Q_3 = F_3 v'''_m \; \ldots.$$

und es ist die ganze Wassermenge

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots.$$

Führt man nun bei der Bildung des Mittels die Wasserstandhöhen mit den Teilwassermengen gleichen oder proportionalen Gewichten ein, so wird:

$$(H) = \frac{H_1 Q_1 + H_2 Q_2 + H_3 Q_3 + \ldots H_n Q_n}{Q} = \frac{\Sigma (H Q)}{Q},$$

was **Harlacher** als den wahren mittleren Wasserstand betrachtet.

Die ideelle Tiefe (h) einer Lotrechten bei dem Wasserstande (H) berechnet sich aus der beim Wasserstande H gemessenen Tiefe h aus:

$$(h) = h + [(H) - H].$$

Irgend eine Lotrechte, Fig. 230, habe die Tiefe h und die ausgezogene Vertikalgeschwindigkeitskurve; in einem ihrer Punkte wurde die Geschwindigkeit v gemessen. In dem gleichen Punkte wird bei dem tieferen (höheren) Wasserstande (H), also bei der geringeren (größeren) Tiefe (h) eine geringere (größere) Geschwindigkeit (v) herrschen. Nun ist annähernd

$$(v) : v = (h)^\alpha : h^\alpha,$$

worin man den Exponenten α gleich $\frac{1}{2}$ annehmen darf.

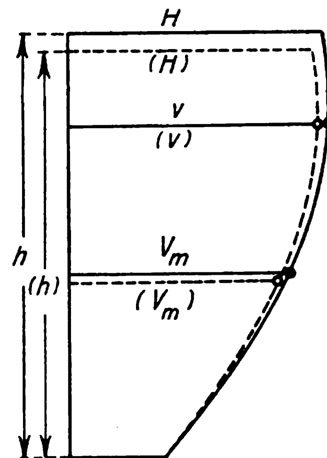


Fig. 230.

Somit ergibt sich

$$(v) = v \left[\frac{(h)}{h}\right]^\alpha.$$

Indem man diese Berechnung auf alle in derselben Lotrechten gemessenen Geschwindigkeiten v ausdehnt und die gefundenen (ideellen) Geschwindigkeiten (v) aufträgt,

gelangt man zu der gestrichelten Vertikalgeschwindigkeitskurve. Dieses Verfahren ist auf sämtliche Lotrechten auszudehnen. Die gestrichelten Vertikalgeschwindigkeitsflächen sind nunmehr bei der Ermittelung der Wassermenge nach dem oben angegebenen Verfahren zu benutzen.

Hat man mit der mechanischen Integration die mittleren Vertikalgeschwindigkeiten unmittelbar gemessen, dann ergibt sich

$$(v_m) = v_m \left[\frac{(h)}{h}\right]^\alpha .$$

β) Mit Hilfe der berechneten Geschwindigkeit. Im Notfalle, d. h. wenn aus irgend welchen Gründen Geschwindigkeitsmessungen nicht angestellt werden können, kann man bei der Berechnung der Abflußmenge aus

$$Q = Fv$$

die mittlere Querschnittgeschwindigkeit mit der Geschwindigkeitsformel

$$v = c\sqrt{tJ}$$

berechnen. Dabei sind die mittlere Tiefe t und das Spiegelgefälle J zu messen. Auf die Bestimmung des Gefälles ist ganz besondere Sorgfalt zu verwenden, da es für die Geschwindigkeit am meisten ausschlaggebend ist.

Siedek [50] hat darauf hingewiesen, daß bei Gefälleaufnahmen die Wirkung des Massenmomentes nicht unbeachtet bleiben sollte, da die Trägheit der Masse eine Änderung der Geschwindigkeit an den Gefällebrüchen nicht sofort zulasse. Auf Grund dieser Anschauung hat er eingehende Untersuchungen darüber angestellt, ob dem Gefälle oberhalb der Meßstelle nicht ein höheres Gewicht beizulegen wäre als demjenigen unterhalb dieser. Nach seinen Ermittelungen hat sich jenes Gefälle für die Berechnung der Geschwindigkeit am zutreffendsten erwiesen, das sich aus dem Unterschiede der Spiegelhöhen auf zwei Flußbreiten oberhalb und eine Flußbreite unterhalb ergibt. Nach Siedek hat man daher, sobald die Gefällelinie für einen Messungsquerschnitt erhoben ist, den Höhenunterschied jenes Punktes der Gefällelinie, der zwei Flußbreiten oberhalb der Meßstelle und jenes Punktes, der eine Flußbreite unterhalb dieser liegt, durch den Längenabstand der beiden Punkte, d. h. durch die dreifache Flußbreite, zu dividieren, um das in Rechnung zu stellende relative Gefälle zu erhalten. Bei schmalen Gewässern wird man freilich nur auf geradlinigen oder doch nahezu geradlinigen Strecken nach der gegebenen Anleitung verfahren können, andernfalls ist die Strecke nach Maßgabe der Krümmungsverhältnisse zu verkürzen. Es wäre in hohem Maße zu begrüßen, wenn über die Art der Gefälleerhebung bei Geschwindigkeitsmessungen auf internationalem Wege, z. B. auf den Schiffahrtskongressen, eine Vereinbarung, soweit eine solche bei der Natur der Sache überhaupt möglich sein wird, herbeigeführt werden könnte.

γ) Das Verfahren von A. Ott: Benutzung der Tourenzähler als unmittelbarer Wassermengenanzeiger (für Turbinenkanäle bestimmt). A. Ott hat sich in einem persönlichen, dem Verfasser zur Verfügung gestellten Schriftwechsel über sein Verfahren wie folgt geäußert:

»In neuerer Zeit wendet man oft beträchtliche Geldmittel auf, um bei Kraftanlagen die Wassermeßmethode »mit Schirm« anwenden zu können. Trotzdem wird aber die Anwendbarkeit dieses Verfahrens schon deshalb eine beschränkte bleiben müssen, weil es bei größeren Geschwindigkeiten als etwa 1,2 m/Sek. zu schwierig ist, einen Schirm mit einigermaßen beträchtlichen Abmessungen zu handhaben. Deshalb erscheint

es von Wichtigkeit darauf hinzuweisen, daß es noch mit hydrometrischen Flügeln möglich ist, Wassermessungen in Turbinengräben in sehr kurzer Zeit durchzuführen, und zwar besonders gut gerade in jenen Fällen, in denen die Schirmmeßmethode Schwierigkeiten wegen zu großer Geschwindigkeit macht.

Der Vorgang bei der Messung ist folgender: Man befestigt mehrere Flügel — kleine Ottsche Magnetflügel mit Einzelkontakt — an einer Stange, Fig. 231, setzt diese lotrecht in den Kanal, verschiebt sie mit gleichbleibender Geschwindigkeit quer zum Querschnitt und bestimmt mit Hilfe entsprechend vieler elektrischer Tourenzähler die Gesamtumdrehungszahl der einzelnen Flügel. Bei zweckmäßiger Ausführung des Verfahrens ergibt die Summe der Ablesungen an den einzelnen Zählern am Schluß der Messung fast unmittelbar die gesuchte Wassermenge. Die Durchführung einer Messung samt Berechnung erfordert höchstens 10 bis 15 Minuten.

Das Verfahren sei im einzelnen an Hand eines bestimmten Beispieles erläutert, vgl. Fig. 231. Die Wassertiefe sei 1,2 m, die Wassergeschwindigkeit in allen Punkten größer als 0,5 m/Sek. — diese Voraussetzung wird gemacht, weil bei kleineren Geschwindigkeiten die Flügelgleichung meist nicht in die Form $v = an$ gebracht werden kann — und die Strömung regelmäßig, also ohne Rücklauferscheinungen. Es sollen drei Flügel gleicher Art verwendet werden, deren Schaufeln die Steigung $a = 0{,}250$ m besitzen.

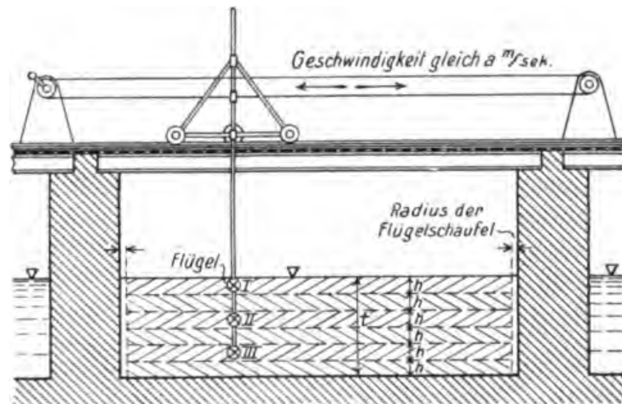


Fig. 231.

Man befestigt diese Flügel, wie angegeben, an einer Stange im gegenseitigen Abstande von $2h = 0{,}4$ m. Die Stange wird an einem Wagen befestigt, der sich mit gleichförmiger Geschwindigkeit $w = 0{,}02$ m/Sek. auf einem Gleis quer zum Kanal verschieben läßt. Zunächst wird die Stange so tief eingesenkt, daß der unterste Flügel 90 cm, der oberste 10 cm tief eintaucht, und dann der Wagen soweit an das linke Ufer geschoben, daß die Flügelschaufeln eben noch nicht an der Wand anstreifen. (Abstand der Flügelachse von der Wand etwa 8 cm.) In dieser Stellung des Wagens sei die elektrische Leitung zu den Tourenzählern durch einen an die Ufermauer oder sonstwo anstoßenden Kontaktknopf kurz geschlossen oder unterbrochen, so daß die Umdrehungen der Flügelschaufeln nicht gezählt werden. Auf ein gegebenes Zeichen setzt man den Wagen in Gang, die Tourenzähler beginnen sofort zu arbeiten und registrieren alle Flügelumläufe, bis der Wagen am rechten Ufer angelangt ist, wo wiederum automatisch Kurzschluß oder Unterbrechung der Leitung zu den Tourenzählern eintreten soll. Nunmehr wird die Stange um 0,2 m gesenkt und der ganze Vorgang von rechts nach links hin wiederholt.

Wenn nun zum Schluß der Beobachtung an den drei Tourenzählern die Ablesungen N_1, N_2, N_3 erhalten werden, so berechnet sich die in dem von den Flügeln bestrichenen Querschnitt fließende Wassermenge aus der Gleichung

$$Q = wha\,(N_1 + N_2 + N_3)$$

oder

$$Q = C \cdot \Sigma N, \text{ wenn } wha = C$$

gesetzt wird.

Ist beispielsweise, wie vorhin angenommen,

$$w = 0{,}02 \text{ m/Sek.}, \quad h = 0{,}20 \text{ m}, \quad a = 0{,}25 \text{ m},$$

dann ist

$$C = wha = 0{,}001 \text{ cbm/Sek.},$$

also

$$Q = 0{,}001 \cdot \Sigma N.$$

Im praktischen Fall läßt es sich nicht erreichen, daß alle Flügelschaufeln der gleichen Art auch genau die gleiche Steigung a erhalten, jedoch weichen die zu den einzelnen Schaufeln gehörigen Koeffizienten a_1, a_2, a_3 nur um wenige Hundertstel p_1, p_2, p_3 von der normalen Steigung a ab, so daß man schreiben kann

$$a_1 = a(1 + 0{,}01\, p_1)$$
$$a_2 = a(1 + 0{,}01\, p_2)$$
$$a_3 = a(1 + 0{,}01\, p_3).$$

Die Gleichung für die Wassermenge lautet dann

$$Q = C \cdot \Sigma N + \frac{C}{100}(p_1 N_1 + p_2 N_2 + p_3 N_3).$$

Hat die Flügelgleichung die Form

$$v = b + an,$$

dann geht die letzte Gleichung, wenn F die mit den Flügeln bestrichene Querschnittfläche bezeichnet, über in

$$Q = C \cdot \Sigma N + \frac{C}{100}(p_1 N_1 + p_2 N_2 + p_3 N_3) + \frac{b_1 + b_2 + b_3}{3} F.$$

Die auf so einfache Weise gefundene Wassermenge stellt nicht die ganze abgeflossene Menge dar, da ja an den beiden Uferwänden je ein Streifen von der Breite des Radius der Flügelschaufeln nicht in die Integration mit einbezogen wurde. Die in diesen beiden Streifen (Fläche $\sim 1{,}2 \cdot 0{,}08 \sim 0{,}1$ qm) fließende Wassermenge kann aber durch eine kurze Beobachtung mit einem genügend kleinen Flügel rasch bestimmt werden.

Das Verfahren hat meines Wissens bis jetzt (März 1911) noch keine praktische Anwendung erhalten, doch steht seine Durchführbarkeit und seine Genauigkeit außer Zweifel.«

F. Messung der Wellen.

Für den Bauingenieur ist die Kenntnis der Wellenhöhe und der Wellenlänge von besonderer Wichtigkeit, da die Gesamtenergie einer Welle durch diese beiden Größen bedingt wird: Höhe und Länge einer Welle geben einen Maßstab ab für ihre zerstörende Kraft.

Die Beobachtungen auf hoher See können naturgemäß nur vom Schiffe aus erfolgen. Zur Beurteilung der Wellentheorie können dabei aber nur die Wellenreihen von ziemlich regelmäßiger Form und Periode in Betracht kommen, wie sie sich am reinsten als sogen. Dünung zeigen. Wir geben nunmehr nach Froude [18], [21] die Anleitung zur Messung der Wellen.

1. Die Geschwindigkeit einer Welle wird bestimmt, indem man die Zeit beobachtet, die ein Wellenkamm zum Zurücklegen einer bekannten Strecke gebraucht. Zu diesem Zwecke bringe man an der Bordwand oder an anderen zur Beobachtung

geeigneten Plätzen zwei Marken an, messe ihren wagerechten Abstand voneinander parallel zur Kiellinie des Schiffes und vermerke nach einer Sekundenuhr die Zeit, zu welcher ein und derselbe Wellenkamm an der ersten und darauf an der zweiten Marke vorbeiläuft.

Ist V die Geschwindigkeit der Welle (in m/Sek.), l der gemessene Abstand der beiden Marken (in m), t (in Sek.) der beobachtete Zeitunterschied, so ist:

a) bei stilliegendem Schiffe, vorausgesetzt, daß der Wellenzug in der Längenrichtung des Schiffes erfolgt:

$$V = \frac{l}{t}.$$

b) Ist das Schiff in Bewegung, so ist die Fahrt des Schiffes zu der gefundenen scheinbaren Wellengeschwindigkeit noch hinzuzuzählen oder von ihr abzuziehen, je nachdem Schiff und Wellen den gleichen oder entgegengesetzten Bewegungssinn haben. Es wird dann

$$V = \frac{l}{t} \pm c,$$

wenn c die Geschwindigkeit des Schiffes, ausgedrückt in m/Sek., bedeutet.

c) Fällt die Richtung der Wellen nicht mit der Kiellinie des Schiffes zusammen, sondern bildet sie mit ihr den Winkel α, so ist unter der Voraussetzung, daß die Beobachtung senkrecht zur Wellenrichtung, d. h. das Einpeilen der Wellenkämme in die Marken parallel zur Richtung der Wellenkämme erfolgt, der vom Schiff zurückgelegte Weg auf die Bewegungsrichtung der Wellen zu übertragen, und es wird

$$V = \left(\frac{l}{t} \pm c\right) \cos \alpha.$$

2. Der Winkel α zwischen der Kiellinie des Schiffes und der Bewegungsrichtung der Wellen ist durch Peilen mit Peilkompaß oder Peilscheibe zu bestimmen.

3. Die Wellenlänge L wird unter Zugrundelegung der vorher ermittelten Geschwindigkeit bestimmt durch Beobachtung der Zeit, welche verfließt zwischen dem Vorbeilaufen zweier aufeinander folgenden Wellenkämme an ein und derselben Marke des Schiffes. Wird diese Zeit mit t_1 bezeichnet, so ist die Wellenlänge

a) bei stilliegendem Schiffe

$$L = V t_1,$$

b) bei einem sich mit der Richtung des Wellenzuges und gegen sie bewegenden Schiffe

$$L = (V \mp c)\, t_1.$$

Bewegt sich das Schiff in dem gleichen Sinne wie die Richtung der Wellen, so hat die Welle in der beobachteten Zeit t_1 außer ihrer eigenen Länge noch den während dieser Zeit vom Schiffe zurückgelegten Weg ct_1 durchlaufen. Von der Länge Vt_1 muß daher zur Ermittelung der richtigen Wellenlänge dieser Weg abgezogen werden.

Das Umgekehrte ist der Fall, wenn das Schiff sich gegen die Wellenrichtung bewegt. In der letzten Formel gilt daher das Minuszeichen, wenn das Schiff mit der See, das Pluszeichen, wenn es gegen die See läuft.

c) Bildet die Richtung der Wellen mit der Kiellinie den Winkel α, so wird

$$L = (V \mp c \cdot \cos \alpha)\, t_1.$$

Für die Vorzeichen gilt das gleiche wie unter b).

4. Die Wellenperiode T findet man aus der gemessenen Wellenlänge und Geschwindigkeit in der Größe

$$T = \frac{L}{V}.$$

5. Die Höhe der Wellen ist durch Schätzung festzustellen. Man beobachte hierzu von einem über die Seitenwand des Schiffes herausragenden Platze die Eintauchungstiefe einer bestimmten Stelle der Bordwand, wenn sie sich im Wellental und wenn sie sich auf dem Wellenberge befindet. Der Unterschied beider ist die Wellenhöhe. Ein möglichst tief gelegener Beobachtungsort — Seitenfenster, Fallreep — ist für die Genauigkeit der Beobachtung günstig. Es empfiehlt sich, hierzu an der Bordwand einen in Dezimeter geteilten lotrechten Maßstab anzubringen.

Sind die Wellen so hoch, daß sie, wenn das Schiff im Wellental liegt, dem auf Deck stehenden Beobachter den Horizont verdecken, so muß dieser behufs Ermittelung der Wellenhöhe in das Takelwerk aufsteigen oder auf andere Weise seinen Standpunkt so lange erhöhen, bis er gerade über die Wellenkämme hinweg nach dem Horizont zielen kann. Hierbei muß sich jedoch das Schiff gerade im tiefsten Punkt des Wellentals befinden. Man hat dann nur noch die Höhe, in der sich das Auge des Beobachters über dem Wasser befindet, zu messen und erhält dann in dieser die Wellenhöhe.

Zur Erhöhung der Genauigkeit der Ergebnisse sind möglichst zahlreiche gleichartige Beobachtungen anzustellen und auszumitteln.

Sind die Wellen nicht hoch genug, um in der angegebenen Weise beobachtet werden zu können, so kann man mit Hilfe der nachstehend beschriebenen Vorrichtung, die allerdings nicht ganz bequem zu handhaben ist, die Wellenhöhe messen. Sie beruht darauf, daß, wie ja auch unsere theoretischen Betrachtungen gezeigt haben, die schwingende Bewegung der eine Welle bildenden Wasserteilchen nach der Tiefe schnell abnimmt. Nach der auf Seite 154 mitgeteilten Tafel ist z. B. in einer Wassertiefe gleich der Wellenlänge die Bewegung sowohl nach der Wagerechten als auch nach der Lotrechten etwa $\frac{1}{500}$ von der an der Oberfläche. Das Wasser in dieser Tiefe kann also für praktische Zwecke als ruhig angesehen werden.

Es wird nun eine leichte, nach oben verjüngt zulaufende hölzerne Stange angefertigt, die etwa viermal so lang als die größte zu beobachtende Wellenhöhe ist. Der Durchmesser der Stange wird so schwach gewählt, wie dies mit Rücksicht auf die erforderliche Stärke und Handlichkeit zulässig ist. Sie wird von oben aus in Dezimeter geteilt und die Teilung so aufgetragen, daß sie in einiger Entfernung noch zu erkennen ist. Diese Stange wird nun, wenn sie gebraucht werden soll, auf die nachstehende Art an die tiefen ruhigen Wasserschichten gleichsam schwimmend verankert. Als »Anker« benutzt man einen leichten, angestrichenen Rahmen von etwa 1,2 m im Quadrat aus Eichenholz, da Eichenholz sich nicht so leicht mit Wasser vollsaugen kann. Auf diesen Rahmen R, Fig. 232, nagelt man entweder Segeltuch oder schwaches Eisenblech, so daß die gebildete Fläche ganz straff gespannt ist. An jeder Ecke des Rahmens befestigt man nun je eine Leine, die man nach oben und nach unten pyramidenförmig zusammenführt. An O wird in passendem Abstande die durch ein Gewicht G beschwerte Stange befestigt, während an den unteren Vereinigungspunkt U der erforderliche Ballast B angehängt wird.

Die Leine l muß so lang sein, daß der Anker bis in die ruhigen Wasserschichten herabsinken kann, d. h. bis zu einer Tiefe gleich oder größer der Wellenlänge. Das

Gewicht des Ballastes muß so gewählt werden, daß es den Rahmen versenkt und die Stange bis zu der gewünschten Tiefe eintauchen läßt.

Soll nun die Vorrichtung gebraucht werden, so muß man zuerst den belasteten Rahmen allmählich im Wasser versinken lassen, sodann die Stange über Bord bringen und ihr dann die gewünschte Eintauchung, die natürlich dem von ihr zu tragenden Gewichte entspricht, wenn erforderlich durch Berichtigung dieses Gewichtes, geben. Sobald das geschehen ist, wird man bemerken, daß sich die Wellen gerade so an der Stange auf und ab bewegen, als ob sie eine feste Bake sei. Hierbei ist vorausgesetzt, daß sich das Schiff, auf dem sich die Beobachter befinden, ziemlich nahe bei der Stange hält. Es darf jedoch nicht außer acht gelassen werden, daß sich bei längerem Gebrauch sowohl Stange und Leine als auch der Rahmen allmählich voll Wasser saugen und daß die Vorrichtung mehr und mehr eintauchen wird, bis sie schließlich ganz versinkt, da die überschüssige Schwimmkraft nicht sehr groß ist. Ist jedoch das Holz gut angestrichen, dann kann gewöhnlich die Vorrichtung während mehrerer Stunden zur Beobachtung benutzt werden.

Zum genauen Messen der Wellenhöhe empfiehlt Admiral Pâris eine lange, mit farbiger Dezimeterteilung versehene Stange, Fig. 233, an der ein leichter, aus Holz und Kork gefertigter ringförmiger Schwimmer mit der Wellenoberfläche auf und absteigt und so ein Ablesen der Wellenhöhen gestattet. Verbindet man den Schwimmer mit einem Punkte an der Spitze der Stange durch eine Gummischnur und bringt an dieser, etwa auf $\frac{1}{10}$ der Länge, einen Schreibstift an, so kann man durch diesen auf einer durch ein Uhrwerk bewegten Papierrolle selbsttätig die Wellenbewegung aufzeichnen lassen. Auch hier darf die Stange an der Wellenbewegung nicht teilnehmen. Sie muß also in ähnlicher Weise wie die Froudesche Stange durch einen tief hinabreichenden Schwimmanker belastet sein.

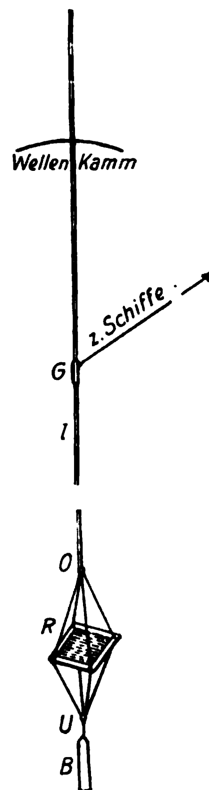


Fig. 232.

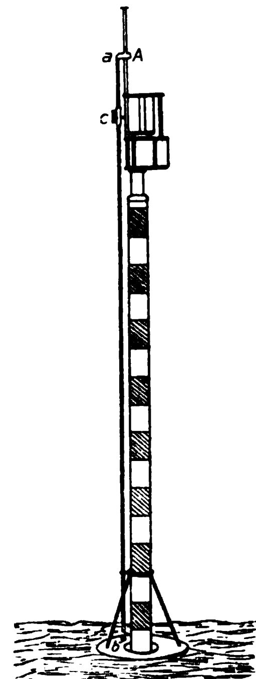


Fig. 233.

Da sich die Wellenperioden T am leichtesten beobachten und ermitteln lassen, so kann man mit Hilfe der Tafel auf Seite 154 die Längen und Geschwindigkeiten von Trochoidenwellen finden, wenn deren Perioden bekannt sind.

G. Messung der Meeresströmungen.

Auf offener See machen sich die Meeresströmungen durch die Stromversetzung bemerkbar. Jeder Schiffsführer ist gesetzlich verpflichtet, täglich Mittags den Ort seines Schiffes nach Breite und Länge in das Tagebuch einzutragen. Der Schiffsort wird bei hellem Wetter durch Beobachtung der Sonne und der Zeit bestimmt. Gleichzeitig läßt

sich aus den seit dem letzten Mittag vermerkten Angaben über den gesteuerten Kurs und über die Schiffsgeschwindigkeit der gesteuerte mittlere Kurs und die auf diesem zurückgelegte gerade Strecke seit dem vorigen Mittag finden. Diese aus der Schiffs- oder Loggerechnung sich ergebende zweite Ortslage, das »gegißte Besteck«, (von gissen = schätzen) wird sich nun gewöhnlich nicht mit dem »astronomischen Besteck« vollkommen decken. Indem man die Richtung, in der das astronomische Besteck vom gegißten liegt, als »Stromrichtung«, und den Abstand zwischen diesen beiden Punkten als »Stromstärke« während des »Etmals« (= Zeit von einem Mittage zum anderen) ansieht, erhält man die »Stromversetzung«, die auch in das Schiffstagebuch eingetragen wird.

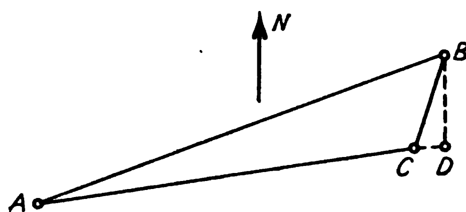


Fig. 234.

In Fig. 234 bezeichnen
AB den gesteuerten Kurs,
AC den wirklichen Kurs und
BC die Stromversetzung, deren Richtung und Stärke mit Hilfe des rechtwinkligen Dreieckes BCD bestimmt werden.

Der Bauingenieur hat es nur mit den Küstenströmungen zu tun, die nach Richtung und Stärke mit Hilfe der unter D. eingehend besprochenen Vorrichtungen zu messen sind, wenn auch hier fast nur der Schwimmer und das Log verwendet werden.

Die Strömungsrichtung wird entweder mit dem Kompaß oder dadurch bestimmt, daß man den Ort des Schwimmers in angemessenen Zeitabständen mit Hilfe eines der unter C. beschriebenen Winkelmeßverfahren festlegt. Aus Weg und Zeit erhält man die Geschwindigkeit, während die Richtung der Strömung durch die Kartierung der Schwimmerwege gewonnen wird.

Benutzte Literatur.

[1] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1886, S. 70.
[2] Zeitschr. f. Gewässerkunde, Bd. VII, S. 369 und VIII, S. 75.
[3] Jahrb. f. d. Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen, I. Band, Nr. 4.
[4] Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1886, S. 69.
[5] Civil-Ingenieur, 1891, S. 619.
[6] R. Halter, Die Aufgaben des Wasserbaues und ihr wirtschaftlicher Zusammenhang.
[7] Jahresbericht des badischen Zentralbureaus f. d. Jahr 1901, S. 101.
[8] R. Halter, Großwasserkraftanlagen und Geschiebeführung. Wien 1913.
[9] Handb. d. Ing.-Wissensch. 3. Teil, 1. Bd., 4. Auflage, S. 316.
[10] A. Flamant, Hydraulique. 3ème édition. Paris 1909, p. 394.
[11] A. R. Harlacher und H. Richter, Zeitschr. f. Bauwesen, 1887, S. 599.
[12] Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1895, S. 592.
[13] M. Görz und M. Buchheister, Das Eisbrechwesen im Deutschen Reich. Berlin 1900.
[14] Julius Hann, Allgemeine Erdkunde, I. Abteilung, 5. Auflage, S. 232. Wien 1896.
[15] R. Scheck, Kalender für Wasser-Straßenbau- und Kultur-Ingenieure, 1912, S. 198.
[16] D. D. Gaillard, Wave action in relation to engineering structures. Professional papers of the cours of Engineers U. S. Army (Nr. 31). Washington 1904.
[17] O. Krümmel, Handbuch der Ozeanographie. 2. Auflage, Band II, S. 56. Stuttgart 1911.
[18] Johow-Krieger, Hilfsbuch für den Schiffbau. 3. Auflage, S. 437. Berlin 1910.
[19] J. Pollard et A. Dudebout, Théorie du navire, Tome III, p. 160. Paris 1892.

[20] Revue maritime et coloniale, Tome XXXI, p. 111.
[21] W. H. White-Schlick- van Hüllen, Handbuch für Schiffbau, S. 176. Leipzig 1879.
[22] Revue maritime et coloniale, Tome LX, p. 631.
[23] Thomas Stevenson, Design and construction of harbours, S. 26. Edinburgh 1886.
[24] Comptes rendus, Tome LXII, p. 82.
[25] F. Laroche, Travaux maritimes, Paris 1891, S. 159.
[26] Comoy, Études pratiques sur les marées et notamment sur le mascaret. Paris 1881.
[27] J. Epper, Die Entwicklung der Hydrometrie in der Schweiz. Bern 1907.
[28] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1897, S. 563.
[29] Journal of Science, Vol. XXIV, S. 4. Tokio 1908.
[30] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1897, S. 93.
[31] Österr. Monatsschrift f. d. öffentl. Baudienst, Heft XII, 1899.
[32] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1900, S. 69.
[33] E. Beyerhaus, Die Abflußmengenmessungen der Rheinstrombauverwaltung zu Koblenz in den Jahren 1901 bis 1907. Jahrbuch f. d. Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen Bd. II, Nr. 3. Berlin 1910.
[34] L. Schrader, Drahtseilpeilung. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereines zu Hannover, 1885, 3. Heft.
[35] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1885, S. 349 und 1891, S. 228.
[36] Schweizerische Bauzeitung, 1887, S. 56.
[37] Die Königl. Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin. S. 15. Berlin 1908. (Sonderabdruck aus der Zeitschr. f. Bauwesen.)
[38] Amsler-Laffon, Die Theorie der Frankschen Röhre. Schweizerische Bauzeitung 1904.
[39] A. R. Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau und die hydrometrischen Apparate und Methoden Leipzig 1881.
[40] Fr. Gebers, Die Versuchsanstalt Uebigau, Schiffbau, 1906.
[41] Luegers Lexikon, Wassermessung.
[42] Schmitthenner, Ein neues Wassermeßverfahren. Zeitschr d. Vereines deutscher Ingenieure, 1907.
[43] Reichel, Wassermessungen an der Versuchsanstalt für Wassermotoren an der Kgl. Techn. Hochschule zu Berlin. Zeitschr. des Vereines deutscher Ingenieure, 1908.
[44] H. Bazin, Expériences nouvelles sur l'écoulement en deversoir. Annales des Ponts et Chaussées, 1888.
[45] Th. Rehbock, Der Abfluß von Wasser über Wehre verschiedenen Querschnittes. I. Scharfkantige, lotrechte Überfallwehre. Zeitschr. des Verbandes Deutscher Arch.- und Ing.-Vereine, 1913, Nr. 1.
[46] Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1890, S. 1315.
[47] Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1897, Nr. 38.
[48] Proceedings of the British Association, 1858 and 1861.
[49] A. Henochsberg, Selbsttätige Wassermengenmesser. Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung, 1906.
[50] Richard Siedek, Studie über eine neue Formel zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen. Wien 1903.

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten [ ] Zahlen beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle
120	[1]	160	Gezeitentafeln für 1912	190/191	[35]
123/124	[7]	163/164	desgl.	194	[37]
134	[8]	173/174	Broschüre der Firma R. Fuess	196/198	Broschüre der Firma A. Ott
137/144	[12]	175	Broschüre der Firma A. Ott	200/212	desgl.
145/148	[13]	176/180	Broschüre der Firma R. Fuess	226	Broschüre der Firma R. Fuess
149/153	[16]	181	[29]	231	Nach A. Ott.
154	[19]	182	Broschüre der Firma R. Fuess	232	[17]
157	[25]	183	Drucksache von Wilh. Reitz	233	[18]
159	[14]	184/185	Broschüre der Firma A. Ott		

Dritter Teil.

Flußbau.

I. Abschnitt.

Bildung und Verhalten der Wasserläufe.

A. Bewegende Kraft des fließenden Wassers.

Die Vorgänge, unter denen das in natürlichen Wasserläufen strömende Wasser die Bettsohle angreift, sind so verwickelter Natur, daß es unmöglich ist, sie auf dem Wege der Rechnung zu verfolgen und klarzulegen. Das gilt auch für den in der Wirklichkeit nie vorkommenden Sonderfall der sogenannten gleichförmigen Bewegung des Wassers.

Die Versuche des Verfassers über den Stoß des fließenden Wassers auf einzelne kleine, auf wagerechter glatter Gerinnesohle liegende Kügelchen hatten ergeben [1], daß er proportional ist dem Produkte aus der Wassertiefe in das Gefälle. Gegen die vom Verfasser vorgenommene Übertragung dieses Ergebnisses auf die Angriffe, welche die Bettsohle durch die Strömung erfährt und die mit Räumungskraft bezeichnet waren, läßt sich aber mit Recht einwenden, daß es nicht erlaubt ist, die Größe des Wasserstoßes auf eine lotrechte Fläche ohne weiteres auf eine wagerechte Fläche zu übertragen.

Der Verfasser hat es daher für erforderlich erachtet, die Versuche so anzustellen, daß sie die Einwirkung des strömenden Wassers auf eine wagerechte Fläche ergeben. Indem wegen der Einzelheiten der Versuchseinrichtung, sowie der Ausführung und Auswertung der Versuche auf die Quelle [2] verwiesen wird, sei hier das Folgende auszugsweise mitgeteilt.

Das zu den Versuchen benutzte rechteckige und 31,5 cm im Lichten breite Gerinne erhielt die gleiche Ausbildung wie das in [1] beschriebene. In der wagerechten Gerinnesohle befand sich eine rechteckige Aussparung *ABCD*, Fig. 235, von 504 × 102 mm Größe, in der eine 487 × 98 mm große, gleichfalls rechteckige Versuchsplatte *p*, Fig. 235 bis 237, aus 5 mm starkem Zinkblech durch das strömende Wasser in der Längenrichtung des Gerinnes wagerecht bewegt wurde.

Die Ausbildung der eigentlichen Versuchseinrichtung war durch die Forderung bedingt, daß die vom fließenden Wasser im Beharrungszustande auf die Versuchsplatte *p* ausgeübte Reibung an einer Analysenwage unmittelbar gemessen werden konnte. Die wagerecht wirkende Reibungskraft mußte daher zunächst in eine lotrecht wirkende übergeführt werden. Dies geschah durch Vermittlung eines rechtwinkligen gleichschenk-

ligen Winkelhebels $EFGH$, Fig. 236, durch den die auf die Platte p wirkende Reibung des strömenden Wassers in einen lotrechten Druck umgesetzt wurde, der bei H die eine Wagschale belastete und deshalb durch Wägung unmittelbar gemessen werden konnte.

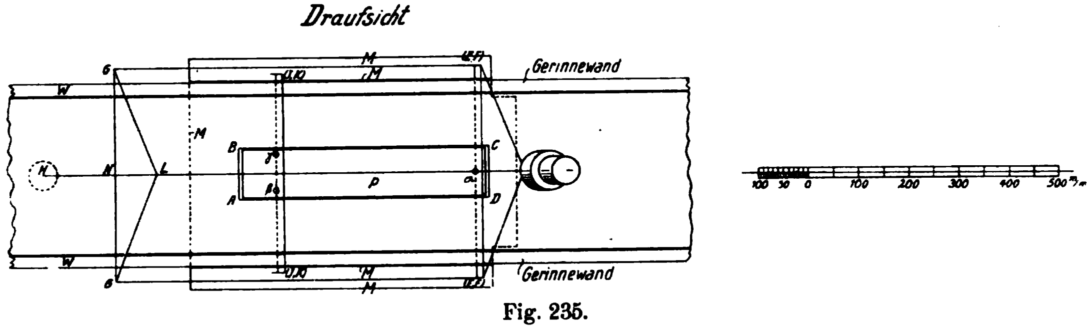


Fig. 235.

Auf der Strecke l der Gerinnesohle, Fig. 236, war der hölzerne Boden ersetzt durch eine 5 mm starke Zinkplatte, die den Ausschnitt für die Versuchsplatte p enthielt. Die Versuchsplatte wurde getragen und in wagerechter Richtung geführt durch die lotrechten Schenkel EF, EF des Winkelhebels und durch ein besonderes Gehänge JK, JK.

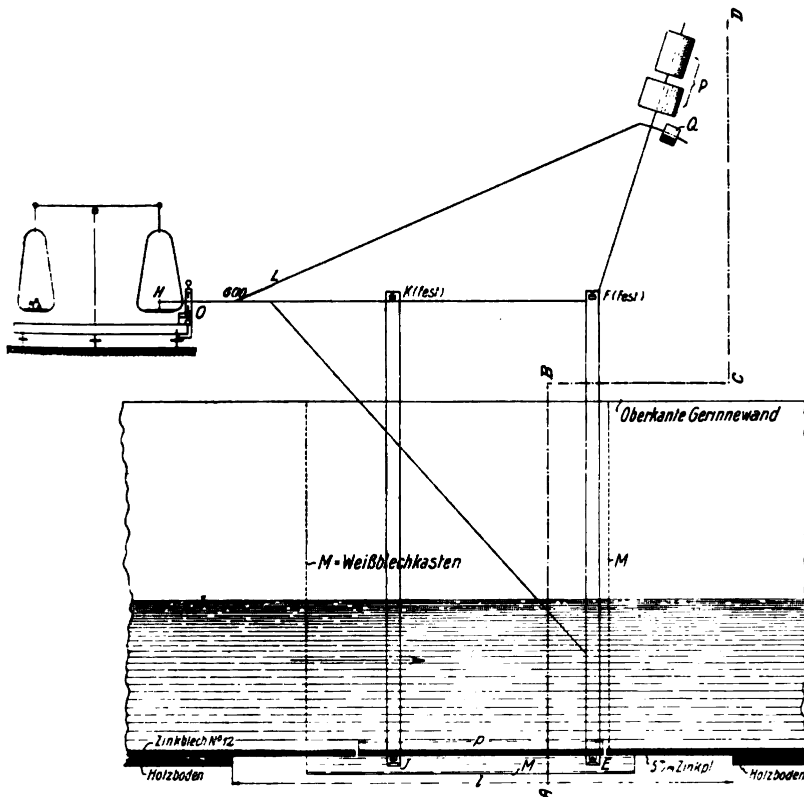


Fig. 236.

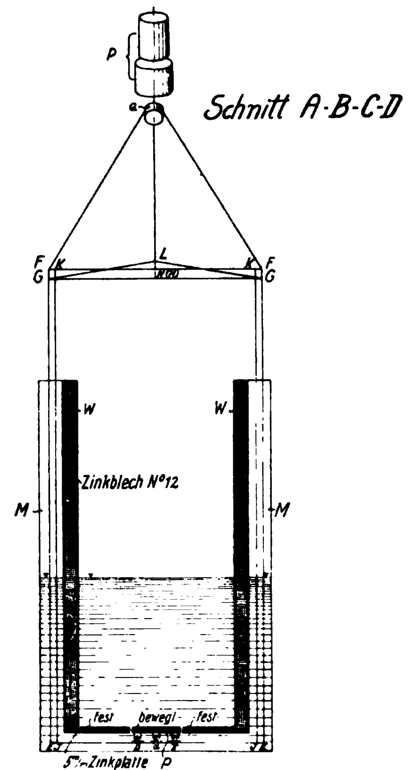


Fig. 237.

Zu diesem Zwecke waren die Schenkel EF und das Gehänge JK doppelt angeordnet, d. h. es führte rechts und links außerhalb der lotrechten Wände W des Versuchsgerinnes je ein Stab herab. Je zwei dieser Stäbe waren durch je einen Querstab EE und JJ,

Fig. 237 und 235, senkrecht zur Längenrichtung des Gerinnes miteinander verbunden. Auf den Querstäben ruhte durch Vermittelung von Achatlagern α, β und γ, Fig. 237 und 235, die Versuchsplatte p.

Um den Ausfluß des Wassers durch den Spalt zwischen der Gerinnesohle und der Grundplatte zu verhindern, mußte das Versuchsgerinne mit einem Blechkasten M umbaut werden, dessen unterer wagerechter Teil, in dem sich die die Versuchsplatte tragenden Querstäbe bewegten, daher stets mit Wasser gefüllt war, während in seinen lotrechten Teilen, in denen die Schenkel EF, EF und die Gehänge JK, JK schwangen, das Wasser stets mit dem jeweiligen Wasserstande im Gerinne sich ausglich.

Der Winkelhebel und das Gehänge waren gegen das feste Gerinne bei F, F und K, K abgestützt und ruhten in Achatlagern, durch die das Gewicht der Versuchsplatte p und der lotrechten Stäbe EF, EF und JK, JK mitsamt den Abstützvorrichtungen für die Versuchsplatte p aufgenommen wurde. Das Gewicht der beiden Schenkel FG, FG, die auf die Länge NH, Fig. 236, zu einem einzigen Stabe vereinigt waren, und das Gewicht der beiden Streben des Winkelhebels wurden durch das Gegengewicht P ausgeglichen, das durch das kleine Laufgewicht Q eine sehr gute Ausgleichung ermöglichte, so daß durch das Eigengewicht ein Druck von nur wenigen Grammen auf die Wagschale ausgeübt wurde.

Bei den Versuchen wurden sechs verschiedene Platten verwendet. Zu dem Ende wurde auf die Grundplatte p eine genau 100×500 mm große rechteckige Platte aus 0,8 mm starkem Zinkblech aufgestiftet. Diese Platte wurde bei der Versuchsgruppe I ohne Geschiebebelag der Strömung ausgesetzt, während bei den weiteren fünf Versuchsgruppen II bis VI die Platten mit folgenden Geschieben belegt waren:

Versuchsgruppe	II	III	IV	V	VI
Mittlere Geschiebegröße, d in mm	$d > 0{,}85$	$1{,}5 < d < 2{,}0$	$2{,}8 < d < 4{,}0$	$6{,}5 < d < 9{,}0$	$9{,}0 < d < 10{,}5$

Die mittleren Dicken der aufgeklebten Schichten betrugen bei

II	III	IV	V	VI
1,1	2,4	5,2	7,4	9,5 mm.

Die Nichtübereinstimmung dieser Schichtstärken mit den angeführten Korngrößen ist darauf zurückzuführen, daß beim Aufkleben der kleinen Sand- und Kieskörner II bis IV an manchen Stellen eine Übereinanderlagerung von Körnern nicht zu vermeiden war. Entsprechend den jeweilig verwendeten Versuchsplatten wurde bei jeder Versuchsgruppe die feste Sohle des Gerinnes mit gleichartig belegten Blechplatten bedeckt, so daß die Reibungsplatte in keiner Weise über die feste Sohle hervorragte.

Die verschiedenen Rauhigkeiten der Plattenoberflächen werden am sichersten durch ihren Porengehalt ausgedrückt, der in bekannter Weise ermittelt wurde. Er betrug

für die Platten:	I	II	III	IV	VI	V
in v. H.	11,25	36,40	37,10	41,70	52,80	54,90.

Leider war es unmöglich, das übrigens sehr schwache Spiegelgefälle so genau und einwandfrei zu messen, daß es für die Auswertung der Versuchsergebnisse hätte benutzt werden können. Da das Spiegelgefälle auf der 6488 mm langen Messungsstrecke im Mittel nur etwa 0,3 mm betrug, so waren die Durchflußquerschnitte auf der nur 500 mm langen Versuchsstrecke praktisch einander gleich, so daß für sie unbedenklich gleichförmige Bewegung zugrunde gelegt werden durfte.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Ziffer	Versuchsgruppe		I	II	III	IV	V	VI
	t cm	v m/Sek.	K kg/qm	K kg/qm	K kg/qm	K kg/qm	K kg/qm	K kg/qm
1	10	0,081	0,00278	0,00320	0,00330	0,00456	0,00610	0,00664
2	40	0,141	0,00688	0,00854	0,00978	0,01128	0,01322	0,01316
3	30	0,187	0,01114	0,01334	0,01760	0,01856	0,02490	0,02466
4	10	0,192	0,01266	—	—	0,02742	0,03364	0,03380
5	20	0,222	0,01562	0,01914	0,02354	0,02914	0,03760	0,03658
6	10	0,268	0,02294	0,02736	0,03928	0,05230	0,06554	0,06226
7	30	0,295	0,02716	0,03360	0,04486	0,05132	0,06796	0,06806
8	13,3	0,415	0,04476	0,06550	—	0,11546	0,13920	0,13356

Es ergab sich für die Kurve von der Form

$$K = a v^2 \text{ (Fig. 238)}$$

die beste Ausgleichung mit folgenden Zahlenwerten:

Versuchsgruppe	I	II	III	IV	VI	V	
$K =$	$0,282\, v^2$	$0,382\, v^2$	$0,518\, v^2$	$0,658\, v^2$	$0,786\, v^2$	$0,811\, v^2$	kg/qm

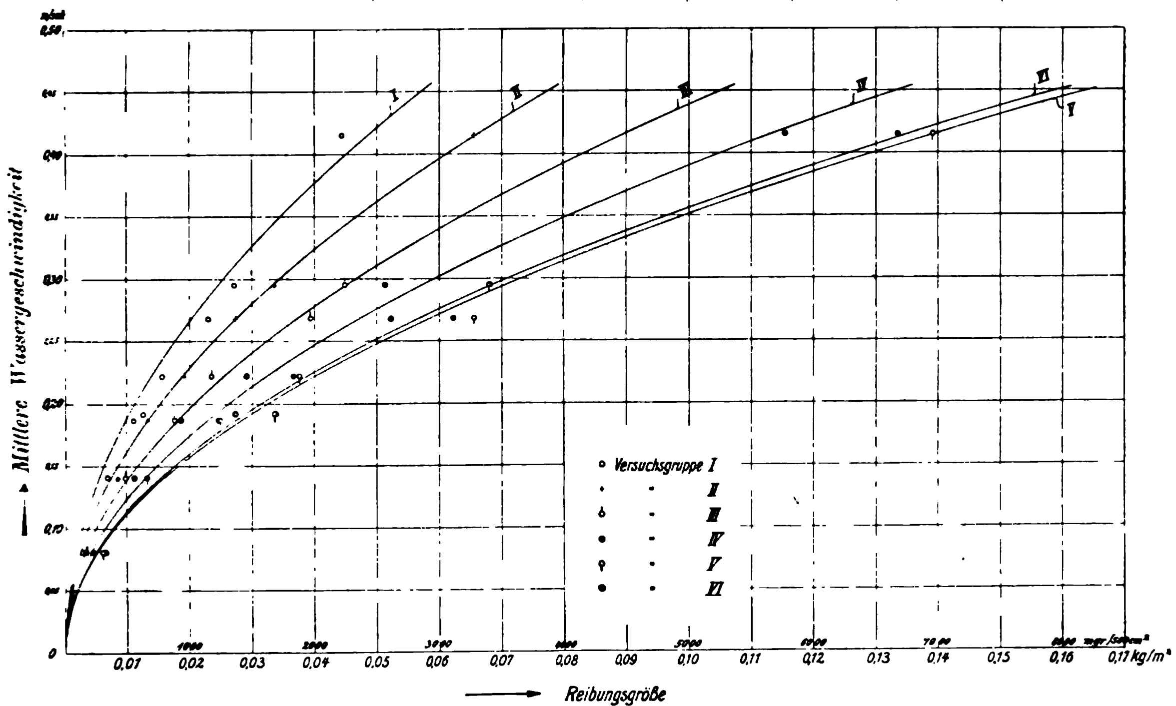


Fig. 238.

Dubuat [3] hat als Erster den Angriff, den die Flächeneinheit der Bettsohle durch das strömende Wasser unter der Voraussetzung gleichförmiger Bewegung erfährt, durch die Beziehung

$$K = \gamma t J \text{ kg/qm}$$

ausgedrückt, die ja nichts anderes darstellt als die beschleunigende Seitenkraft der Schwere, die auf einen Wasserkörper von 1 qm Grundfläche und t m Höhe einwirkt, der auf einer unter J geneigten Ebene abwärts gleitet. Dubuat hat die vorstehende Beziehung in folgender Weise begründet.

»Es ist noch zu untersuchen, wie man in Gewicht den Widerstand auswerten kann, den das Wasser von Seiten seines Bettes erfährt oder den Angriff der Strömung auf ihr Bett, damit diese das Bett im Sinne ihrer Bewegung mit sich fortreißen kann, wenn es nicht dem Angriffe vermöge seiner Trägheit widersteht. Es folgt aus der Grundbedingung für die gleichförmige Bewegung, daß, wenn das Wasser sich in einem Bette gleichförmig bewegt, der Gesamtwiderstand, den es daselbst erfährt, gleich ist seiner beschleunigenden Kraft: die beschleunigende Kraft ist aber gleich dem Gewichte der ganzen in Bewegung befindlichen Wassermasse multipliziert mit dem Bruche, der das Gefälle des Bettes ausdrückt.«

Dubuat drückt nun, dieser Anschauung entsprechend, die Reibung »frottement improprement dit«, auf die Flächeneinheit der Flußsohle durch das Gewicht eines Wasserkörpers von dem Rauminhalt tJ aus.

In Wirklichkeit treten aber außer der Reibung noch die inneren Bewegungen im strömenden Wasser, Beschleunigung verzehrend, auf: durch die an der Bettsohle wirkende Reibung wird daher ein um so kleinerer Anteil der Beschleunigung verbraucht, je größer diese inneren Bewegungen sind.

Ist

γ das Raumgewicht des Wassers, gleich 1000 kg/cbm,

t die Wassertiefe, in m,

dann ist

$1000 \cdot t$ das Gewicht einer Wassersäule von t m Höhe, in kg/qm;

bezeichnet ferner

J das relative Gefälle,

K den Reibungswiderstand, in kg/qm,

W_i die Summe der inneren Bewegungswiderstände, in kg/qm,

dann muß bei gleichförmiger Bewegung die Bedingung erfüllt werden

$$K + W_i = \gamma t J$$

oder

$$W_i = \gamma t J - K.$$

Für $W_i = 0$ wird $K_{max} = \gamma t J$.

Allgemein ist der Reibungswiderstand oder der Angriff der Strömung auf die Flächeneinheit der Bettsohle

$$K = \alpha \gamma t J. \tag{1}$$

Der Beiwert α ist stets kleiner als 1 und nähert sich diesem Grenzwerte um so mehr, je kleiner die inneren Bewegungen sind.

Der durch die inneren Bewegungen hervorgerufene Widerstand läßt sich ausdrücken durch

$$W_i = \beta \gamma t J, \tag{2}$$

worin

$$\beta = 1 - \alpha. \tag{3}$$

Der Beiwert β ist stets größer als 0 und nähert sich diesem Grenzwerte um so mehr, je größer α ist.

Nachträglich ist, vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 678 u. f., die Reibung der Seitenwände für die beiden Versuchsziffern 6 und 8, die als einzige brauchbare Gefällemessungen ergeben hatten, in folgender Weise berücksichtigt worden.

Die Größe der Wasserreibung an lotrechten Flächen ist genügend genau — nach Versuchen von W. Froude —

$$R_s = \varphi \gamma O v_s^2 \text{ in kg/qm.}$$

Hierin bezeichnen

φ einen Erfahrungsbeiwert, gleich etwa 0,15 für Zinkblech anzunehmen,

$\gamma = 1{,}0$,

O die benetzte Fläche in qm,

v_s die Geschwindigkeit des längs der Fläche in unmittelbarer Berührung mit dieser strömenden Wassers. Da das Versuchsgerinne 0,315 m breit ist, so entspricht einer Sohlenfläche $= 1{,}0$ qm eine Gerinnelänge $= \frac{1{,}0}{0{,}315} = 3{,}17$ m.

Somit ist

für Ziffer 6: $O = 2 \cdot 0{,}10 \cdot 3{,}17 = 0{,}634$ qm,

» » 8: $O = 2 \cdot 0{,}133 \cdot 3{,}17 = 0{,}843$ qm.

Die Größe v_s läßt sich hinreichend genau einschätzen nach der Größe der mittleren Geschwindigkeit v und nach der beobachteten Verteilung der Geschwindigkeit in ähnlichen Querschnitten. Nach Messungsergebnissen in einem 0,48 m breiten und 0,15 m hohen rechteckigen hölzernen Gerinne, vgl. Darcy & Bazin, Recherches hydrauliques, Paris 1865, Tafel XVIII, Abb. 10, ist

$$v_s \cong 0{,}7 \cdot v.$$

Bei rauher Sohle nimmt v_s erfahrungsgemäß ab bis auf etwa $0{,}5 \cdot v$, für Ziffer 6 ($v = 0{,}268$ m) wird demnach

$$(v_s)^2 = (0{,}7 \cdot 0{,}268)^2 \text{ bis } (0{,}5 \cdot 0{,}268)^2 = 0{,}035 \text{ bis } 0{,}018,$$

für Ziffer 8 ($v = 0{,}415$ m) ergibt sich

$$(v_s)^2 = (0{,}7 \cdot 0{,}415)^2 \text{ bis } (0{,}5 \cdot 0{,}415)^2 = 0{,}084 \text{ bis } 0{,}043.$$

Diese Abnahmen von v_s sind auf die sechs Rauhigkeitsgrade der Gruppen I bis VI zu verteilen. Das führt zu folgenden Werten:

Versuchsgruppe.

	I	II	III	IV	V	VI	Ziffer
v_s^2 = (qm) =	0,035	0,031	0,028	0,024	0,021	0,018	6
R_s = (kg/qm) =	0,00417	0,00295	0,00266	0,00228	0,00200	0,00171	6
v_s^2 = (qm) =	0,084	0,076	0,068	0,060	0,052	0,043	8
R_s = (kg/qm) =	0,00799	0,00723	0,00647	0,00571	0,00495	0,00409	8

Es seien die berechneten R_s-Werte der Gruppe I noch einer anderen Proberechnung unterworfen.

Nimmt man an, daß Wand und Sohle bei Gruppe I die gleiche Rauhigkeit gehabt hätten — in Wirklichkeit waren die Seitenwände glatter als die Sohle —, daß die Wandreibung an der Sohle gleich der Sohlenreibung und im Wasserspiegel gleich Null, die mittlere Wandreibung also gleich der halben Sohlenreibung sei, und setzt man

nach Tafel B meiner Versuchsergebnisse die gemessenen K-Werte (Sohlenreibung) für Gruppe I, Ziffern 6 und 8, ein, dann ergibt sich

für Ziffer 6: $R_s = \frac{10,0}{31,5} \cdot \frac{0,02294}{2} = 0,00364$ (gegen obige 0,00417)

» » 8: $R_s = \frac{13,3}{31,5} \cdot \frac{0,04476}{2} = 0,00959$ (gegen obige 0,00799).

Es ist daher den zuerst berechneten R_s-Werten eine gewisse Wahrscheinlichkeit zuzusprechen.

Zusammenstellung der Erhebungen.

Ziffer 6 (vgl. Tafel B in der Zeitschr. f. Bauw.).

Versuchsgruppe:	I	II	III	IV	V	VI
$1000 \cdot J$ (gemessen)	0,47780	0,47780	0,57030	0,66279	0,72440	0,67820
	kg/qm	kg/qm	kg/qm	kg/qm	kg/qm	kg/qm
K (gemessen)	0,02294	0,02736	0,03928	0,05230	0,06554	0,06226
R_s (berechnet)	0,00417	0,00295	0,00266	0,00228	0,00200	0,00171
$K + R_s$	0,02711	0,03031	0,04194	0,05458	0,06754	0,06397
$\gamma t J$ (gemessen)	0,04778	0,04778	0,05709	0,06628	0,07244	0,06782
$W_i = \gamma t J - (K + R_s)$	0,02067	0,01747	0,01509	0,01170	0,00490	0,00385

Ziffer 8 (vgl. Tafel B in der Zeitschr. f. Bauw.).

Versuchsgruppe:	I	II	III	IV	V	VI
$1000 \cdot J$ (gemessen)	0,83230	0,98640	—	1,21800	1,41800	1,37800
	kg/qm	kg/qm		kg/qm	kg/qm	kg/qm
K (gemessen)	0,04476	0,06550	—	0,11546	0,13920	0,13356
R_s (berechnet)	0,00799	0,00723	—	0,00571	0,00495	0,00409
$K + R_s$	0,05275	0,07273	—	0,12117	0,14415	0,13765
$\gamma t J$ (gemessen)	0,11069	0,13119	—	0,16194	0,18859	0,18245
$W_i = \gamma t J - (K + R_s)$	0,05794	0,05846	—	0,04077	0,04444	0,04480

Es ist hervorzuheben, daß die K-Werte in die vorstehenden Tafeln unter der Annahme eingeführt sind, daß die in dem mittleren Drittel der Sohlenbreite gemessene Reibung sich in gleichbleibender Größe über die ganze Sohlenbreite verteile: eine Annahme, die offenbar zu kleine Werte W_i ergibt!

Die Versuchsergebnisse lassen sich in folgenden Sätzen zusammenfassen:

1. Die Sohlenreibung ist annähernd proportional dem Quadrate der mittleren Geschwindigkeit.

2. Die Sohlenreibung nimmt zu mit der Zunahme des Porengehaltes der Sohlenschicht.

3. Bei rechteckigem Gerinnequerschnitt ergibt sich die Größe der auf die Flächeneinheit der Sohle wirkenden Reibung aus

$$K = \alpha \gamma t J, \text{ in kg/qm,}$$

für $\gamma = 1000$ und t in m.

4. Der Beiwert α ist stets kleiner als 1. Er nimmt zu mit abnehmender Wassertiefe. Seine Abhängigkeit von der mittleren Geschwindigkeit ist noch fraglich.

5. Da α auch für ein und dasselbe Abflußgerinne veränderlich ist, so ist

$$K = \alpha \gamma t J$$

nicht proportional dem Produkte aus der Wassertiefe in das Gefälle.

6. Das sogenannte »Schleppkraftgesetz«

$$K = \gamma t J$$

wird durch die Versuche **nicht** bestätigt.

Ist die Sohlenreibung größer als das Widerstandsvermögen der Flußsohle, dann wird diese in Bewegung geraten und vertieft. Mit zunehmender Tiefe nehmen α und J so lange ab, bis sich ein Gleichgewichtszustand herausgebildet hat. Dort, wo die Sohlenreibung nicht genügt, die Flußsohle in Bewegung zu setzen, wird das Bett sich so lange erhöhen, werden α und J so lange zunehmen, bis die Kraft K wiederum dem Gleichgewichtszustande entspricht. Bei einheitlicher Beschaffenheit der Flußsohle müssen daher für den Gleichgewichtszustand allenthalben die Produkte $\alpha \gamma t J$ gleich groß sein: Stellen mit übergroßer Tiefe sind gleichzeitig solche kleinen Gefälles und großer innerer Bewegungen, während Stellen mit mangelnder Tiefe gleichzeitig großes Gefälle und kleine innere Bewegungen aufweisen.

In unseren Flüssen wechseln nun, wie wir noch sehen werden, diese beiden Stellen in gewisser Reihenfolge einander ab. Bei Niedrigwasser haben wir in den tiefen Kolkstrecken große innere Bewegungen und schwache Gefälle, auf den seichten Übergängen oder Furten kleine innere Bewegungen und starke Gefälle. Mit steigendem Wasser nehmen auf den Kolkstrecken t und J gleichzeitig zu, während α eine wesentliche Veränderung nicht erleidet: sie werden daher mit steigendem Wasser tiefer ausgewaschen. Auf den Übergängen nimmt aber mit steigendem Wasser nur t zu, während α und J abnehmen. Das erklärt die Erscheinung, daß die aus den Kolken bei Hochwasser ausgewaschenen Sinkstoffe auf den Rücken der Übergänge liegen bleiben: das Hochwasser vertieft die Kolke und erhöht die Übergangsschwellen. Erst bei fallendem Wasser werden die letzteren ausgewaschen und die Kolke wieder aufgehöht.

B. Allgemeines.

Es ist bereits im Ersten Teile dargelegt worden, daß ein gewisser Anteil der Fallbeschleunigung, die das auf geneigter Ebene talwärts fließende Wasser fortwährend erfährt, zur Ausbildung des Arbeitsvermögens verbraucht wird, das für die Überwindung der stets vorhandenen Bewegungswiderstände erforderlich ist. Das gilt auch für unsere natürlichen Wasserläufe, die in Vollendung des sich unter dem Einflusse der Sonnenwärme unaufhörlich erneuernden Kreislaufes des Wassers auf der geneigten Erdoberfläche dem Meere zufließen und seit ihrem Entstehen in Gemeinschaft mit den Atmosphärilien unausgesetzt an der nie rastenden Umgestaltung des Reliefs unseres Planeten mitarbeiten. Die dem fließenden Wasser verliehene Beschleunigung wird zum Teil aufgebraucht zur Überwindung der von der Adhäsion und Rauhigkeit herrührenden Bewegungswiderstände zwischen Bettumfang und Wasserkörper. Die Adhäsion und Rauhigkeit veranlassen ihrerseits vermöge der dem Wasser innewohnenden Kohäsion innere Bewegungen, die hauptsächlich einen Anteil der Beschleunigung des fließenden Wassers

vernichten. So leistet das fließende Wasser auf einer gewissen Strecke zweierlei Arbeit, eine negative und eine positive: die erstere entspricht den auf dieser Strecke auftretenden Bewegungswiderständen, die letztere ist annähernd gleich dem Produkte aus dem Gewichte der abfließenden Wassermasse in das absolute Gefälle der Strecke. Nur annähernd, da in Wirklichkeit der Fluß noch Sinkstoffe bewegt, die in um so größerer Zahl auftreten, je mehr die Angriffskraft des fließenden Wassers das Widerstandsvermögen des Bettumfanges übertrifft. Die Sinkstoffe sind das Produkt der erodierenden Tätigkeit des fließenden Wassers und der verwitternden Tätigkeit der Atmosphärilien.

Indem der in einem bestimmten Zeitpunkte mit einem bestimmten Arbeitsvermögen begabte Fluß den sowohl in seiner Zusammensetzung als auch in seiner Lagerungsdichtigkeit im allgemeinen ungleichartigen Bettumfang angreift, bildet er zunächst nach Maßgabe der vorgefundenen Bewegungshindernisse seine Grundrißform dadurch aus, daß er diesen in einer Krümmung ausweicht, d. h. seine Richtung ändert. Dadurch entsteht ein Verlust an Arbeitsvermögen. Der Fluß wird schon aus diesem Grunde aus der Krümmung mit einer geringeren Geschwindigkeit austreten, als er in jene eintritt.

In der Krümmung selbst muß daher ein Anteil seines Arbeitsvermögens verzehrt werden, und das erfolgt durch hier sich ausbildende innere Bewegungen, die sich durch Wirbel zu erkennen geben und die infolge der Kohäsion von Wasserteilchen verschiedener Geschwindigkeit entstehen. Die Wasserteilchen werden einen um so größeren Geschwindigkeitsunterschied aufweisen, je mehr sie sich dem Bettumfange nähern, an dem somit die stärksten inneren Bewegungen auftreten.

Beyerhaus hat, durch die vom Verfasser gefundenen Versuchsergebnisse angeregt, die in den Krümmungsquerschnitten eines Stromes auftretenden Bewegungsvorgänge untersucht [4]. In Flußkrümmungen vom Halbmesser r bildet sich ein Quergefälle $\sin\alpha$, Fig. 239, aus, dessen Wirkung gleich der Fliehkraft ist.



Fig. 239.

Es ist daher, wenn die mittlere Abflußgeschwindigkeit mit v und die Wassermasse mit m bezeichnet wird,

$$\frac{m v^2}{r} = m g \sin\alpha,$$

$$\sin\alpha = \frac{v^2}{g r}.$$

Das Quergefälle wächst also mit dem Quadrate der Geschwindigkeit. Nun nimmt aber die Geschwindigkeit auf dem Wege vom Wasserspiegel nach der Sohle erheblich ab. Bildet sich daher die Wasseroberfläche so aus, daß die Fliehkraft der oberen Schichten durch das Quergefälle im Gleichgewichte gehalten wird, dann ist zu beachten, daß die Gestaltung der Oberfläche maßgebend für die Druckverhältnisse bis in die untersten Schichten ist. Herrscht z. B. hier eine Geschwindigkeit, die nur halb so groß ist wie die an der Oberfläche, so steht die unterste Wasserschicht unter dem Einflusse einer viermal so großen, vom Hohlufer abtreibenden Querneigung, so daß letztere der Fliehkraft der untersten Schicht nach diesem Ufer hin nicht entspricht. Bei dem durch die Fliehkraft bewirkten Andrängen des Wassers gegen das Hohlufer treibt der größere Druck der schneller fließenden oberen Schichten die langsam fließenden unteren Schichten von diesem Ufer zurück. Da die unteren Schichten diesem Überdrucke nachgeben, so muß gleichzeitig die Querneigung $\sin\alpha$ sich so ermäßigen, daß in den oberen Schichten infolge ihrer nun nicht mehr ganz aufgehobenen Fliehkraft ein fortwährendes Hinströmen

nach dem Hohlufer stattfindet. Das hier andrängende Wasser bewegt sich infolge des Ausweichens der unteren Schichten an der Uferwand lotrecht abwärts und, unten angekommen, vom Ufer fort nach dem gegenüberliegenden ausbuchtenden Ufer, wo es, wieder auftauchend, in die obere Querströmung abermals hineingezogen wird.

Diese Strömungsvorgänge sind durch zahlreiche Versuche des Verfassers bestätigt worden. Es genügt dazu schon eine kreisförmig gebogene Rinne aus Zinkblech von rechteckigem Querschnitt und etwa 20 cm Breite und wenigen Zentimetern Höhe, durch welche man vielleicht 1 bis 2 sl Wasser fließen läßt. Nasses, am Hohlufer bei A, Fig. 240, auf die Gerinnesohle gebrachtes Braunkohlenpulver wird durch die Sohlenströmung in der Richtung des Pfeiles nach B getrieben; die obere, entgegengesetzt gerichtete Querströmung tritt weniger ausgeprägt auf.

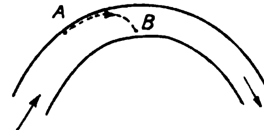


Fig. 240.

Durch die unaufhörlich am Hohlufer und besonders an dessen Fuß arbeitenden Wirbel wird dieses mehr und mehr unterwaschen und ausgehöhlt. In Fig. 241 sind schematisch durch die Linien 1 bis 6 sechs einander folgende Ausbildungsstufen des Hohlufers dargestellt. Der Abbruch der Hohlufer geht in verschiedenartiger Weise vor sich, je nachdem das Ufergelände aus undurchlässigem oder durchlässigem Boden besteht. Bei undurchlässigem Boden ist während der Unterwaschung des Böschungsfußes und der Auswaschung der Sohle vor ihm, d. h. während des Hochwassers, der statische Gegendruck des Wassers wirksam, so daß der Einsturz des zu steilen oder gar überhängenden Tonufers häufig erst dann eintritt, wenn der Wasserspiegel sinkt und der Gegendruck des Wassers aufhört. Bei durchlässigem, sandigem Boden fehlt der Gegendruck des Wassers, aber das Hochwasser dringt seitlich in das Ufergelände ein. Bei fallendem Wasser strömt das vorher eingedrungene Wasser zurück, und da es nicht so schnell das Ufer wieder erreichen kann, wie die Spiegelsenkung im Flusse erfolgt, so bilden sich starke Quellen aus, die den feineren Sand mit sich führen, so daß auch hier nach jedem Hochwasser das Ufer einstürzt.

Es wird also eine Formänderung des Querschnittes hervorgerufen im Sinne einer einseitigen Vertiefung und Erweiterung. Damit sind zwei Vorgänge vorhanden, die dem in eine ausgebildete Krümmung eintretenden Wasser einen Teil seines Arbeitsvermögens entziehen: Richtungs- und Formveränderung.

Zu diesen gesellt sich ein dritter: die von der Bettwandung losgerissenen Stoffe werden nach Maßgabe ihrer Schwere — also, bei gleichem spezifischen Gewichte, ihres Volumens — von der wirbelnden Wassermasse entweder selbst in die wirbelnde Bewegung hineingezogen, also schwebend in dem Wasser hinweggeführt oder auf der Flußsohle weiter befördert. Auch das ist eine Arbeitsleistung, die nur auf Kosten des Arbeitsvermögens möglich ist.

Die in der Krümmung erfolgende Schwächung des Arbeitsvermögens offenbart sich zunächst dadurch, daß unterhalb der Krümmung — und zwar des Hohlufers — die in ihr losgerissenen Uferbestandteile zur Ablagerung gelangen: an das einbuchtende Ufer schließt sich stromabwärts das ausbuchtende Ufer. Gleichzeitig erfährt aber auch das gegenüberliegende Ufer eine Anreicherung durch die Stoffe, die von der Sohlenquerströmung gegen es getragen werden, und die die Bettsohle vor ihm erhöhen: Linie AB in Fig. 241. In dem Maße, in welchem das Hohlufer zurückweicht, schiebt sich das gegenüberliegende, anlandende Ufer vor, Fig. 242. Durch die in dieser Figur angedeutete Geschiebebank BC wird aber die Hinüberdrängung des Wassers an das

entgegengesetzte Ufer eingeleitet. Dem einbuchtenden Ufer AB schließt sich also nicht nur das ausbuchtende Ufer BC an, sondern es liegt ihm auch das ausbuchtende Ufer $A_1 B_1$ gegenüber. Das Wasser erleidet mithin eine abermalige Richtungsänderung. Indem aber nunmehr das ihm noch verbliebene Arbeitsvermögen gänzlich verbraucht wird für die Überwindung der Bewegungswiderstände, so werden sich auf dem Übergange F von einem Ufer zum anderen nennenswerte innere Bewegungen nicht ausbilden, also die auf die Bettvertiefung arbeitenden Wirbel ausbleiben, es wird mit anderen Worten die Bettsohle hier um so mehr eine Erhöhung aufweisen, als zum Teil auch die Sinkstoffe aus der Sohlenauskolkung in der stromaufwärts gelegenen Stromkrümmung hier sich ablagern.

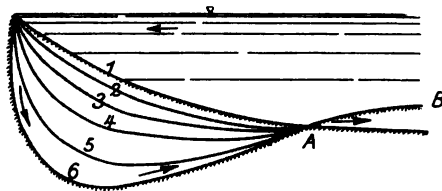


Fig. 241.

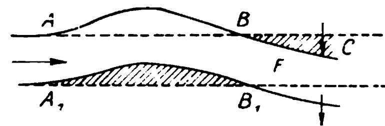


Fig. 242.

Von besonderer grundlegender Bedeutung ist aber der weitere Umstand, daß der Übergang F auch eine Aufhöhung erfährt durch die Stoffe, die von der Geschiebebank $A_1 B_1$ in der Richtung der allgemeinen Strömung abgetrieben werden, und die, soweit sie nicht bei F abgelagert werden, unter Durchquerung des Flußbettes die Geschiebebank BC anreichern.

Daß die Sinkstoffe tatsächlich in der beschriebenen Weise wandern, ist durch Beobachtungen von Georg Lavale [11] und durch Versuche des Verfassers nachgewiesen worden [5].

In den Modellfluß der Fig. 243, dessen feste Sohle aus Kies hergestellt war, wurde an verschiedenen Stellen gefärbter Sand eingebracht. Der bei A eingebrachte Sand wanderte von A nach B und von B nach C. Bei D eingebrachter Sand schlug sofort nach A hinüber, um dann nach B und C weiter zu wandern, während bei E eingebrachter Sand nach B und von hier nach C wanderte.

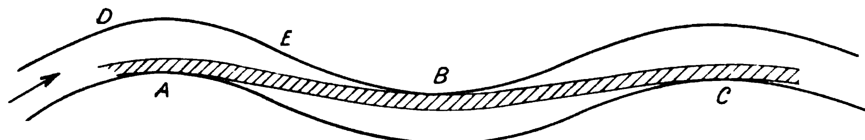


Fig. 243.

Die Erhöhung beim Übergange oder bei der Furt F, Fig. 242, wirkt wie eine Grundschwelle, erhebt den Wasserspiegel vor sich und begabt dadurch das Wasser mit neuem Arbeitsvermögen, dessen Überschuß bei Erreichung des entgegengesetzten Ufers sich durch Ausbildung der Krümmung und durch Auskolkung ebenso verzehren wird wie in der vorigen Krümmung. Wir haben die Bildung einer Stromschlängelung, einer sogenannten Serpentine vor uns.

Wir haben bis jetzt stillschweigend vorausgesetzt, daß eine gleich bleibende Wassermenge auf einer Flußsohle von ursprünglich einheitlicher Neigung gegen die Wagerechte sich bewege. Wir haben gesehen, daß diese Neigung eine gewisse gesetzmäßige Abhängigkeit von der Grundrißform erhält, daß, sobald sich Krümmungen aus-

bilden, diese anfangs einheitliche Neigung durch die längs der Hohlufer sich bildenden Kolke und die auf den Übergängen entstehenden Erhöhungen unterbrochen wird.

Dementsprechend muß sich das Wasserspiegelgefälle gestalten. Letzteres ist aber der Ausdruck für die bewegende Kraft des Wassers. In die Krümmung tritt das Wasser ein mit einem Überschusse an lebendiger Kraft, um sie mit einem Mangel an solcher zu verlassen. Oberhalb der Krümmung ist also das Spiegelgefälle am größten; in der Krümmung wird es verbraucht zur Ausbildung der inneren Wirbelbewegungen. Das verloren gegangene Gefälle ersetzt sich aber durch die unaufhörlich nachfließende Wassermasse in der Weise aufs neue, daß eine Erhebung, ein Aufstau des Wasserspiegels durch die unterhalb der Krümmung wieder ansteigende Flußsohle bewirkt wird.

Wann ist nun — immer noch unter der Voraussetzung des Beharrungszustandes und der weiteren, daß dem Flusse von außen keine Sinkstoffe zugeführt werden — der Eintritt eines dynamischen Gleichgewichtszustandes, einer Stabilität, in der von dem Flusse selbst geschaffenen Bettform zu erwarten? Ohne Zweifel allgemein dann, wenn das Arbeitsvermögen beim Eintritt in die Krümmung gleich geworden ist der Widerstandskraft der Sohle und des Ufers gegen Auswaschung.

Unter der Voraussetzung, daß der Fluß sich selbst überlassen bleibt, ist eine Herbeiführung des Gleichgewichtes zwischen der Angriffskraft des Wassers und der Widerstandskraft des Bettumfanges nur möglich durch selbsttätige Verringerung der ersteren. Da die Wassermenge unverändert bleibt, so kann der Gleichgewichtszustand sich nur durch Abnahme der Geschwindigkeit des fließenden Wassers einstellen. Letztere hängt bei der gleichfalls gleichbleibend vorausgesetzten Rauhigkeit des Bettumfanges ab von der Größe und Form des Abflußquerschnittes und von dem Spiegelgefälle. Die einseitige Vertiefung vor den Hohlufern wird wegen des gleichzeitig auftretenden Uferabbruches — unter der Annahme, daß Ufer und Bettsohle die gleiche Festigkeit besitzen — ihren Ort fortwährend wechseln, und zwar im Anschluß an das immer weiter landeinwärts rückende Abbruchsufer. Die auf die Vertiefung wirkenden Wirbel werden also nicht lange Zeit hindurch ein und denselben Ort der Sohle angreifen, so daß die Verschärfung der Krümmung der Auskolkung nach der Tiefe zu Einhalt tut. Gleichzeitig nimmt mit zunehmender Krümmung auch die Flußlänge zu, d. h. das relative Gefälle des Wasserspiegels und damit die bewegende Kraft des fließenden Wassers ab. Innerhalb einer gewissen Zeit muß sich daher durch dieses Spiel der Kräfte ein Gleichgewichtszustand unter den gemachten Voraussetzungen bilden.

Nehmen wir nunmehr an, um uns der Wirklichkeit mehr zu nähern, daß die bis jetzt als gleichbleibend vorausgesetzte Abflußmenge, bei der sich ein ganz bestimmter Gleichgewichtszustand ausgebildet haben möge, eine Vermehrung erfahre. Sofort hört das Gleichgewicht auf. Die Bettform hat sich der Angriffskraft einer geringeren Wassermenge angepaßt: es muß also bei steigendem Wasser mit der Zunahme des Arbeitsvermögens des Flusses auch der Angriff auf die Sohle und die Ufer zunehmen. Wir setzen dabei voraus, daß an dem Flusse künstliche Befestigungsbauten nicht vorhanden sind, er somit den Angriffen des fließenden Wassers allenthalben preisgegeben ist. Nun macht sich die Einwirkung der Sohlenunregelmäßigkeiten auf das Wasserspiegelgefälle um so weniger bemerkbar, je höher die Abflußquerschnitte angefüllt sind. Mit zunehmender Wassermenge vergrößern sich daher die Gefälle über den Kolken, während sich gleichzeitig die Gefälle über den Furten verringern: je größer die Abflußmenge, um so ausgeglichener wird die Gefällelinie des Wasserspiegels sein.

Nach unseren Darlegungen unter A. nimmt nun die bewegende Kraft des fließenden Wassers ganz allgemein bei steigendem Wasser zu, aber über den Kolken in höherem Maße als über den Furten. Die über den Kolken stattfindende Vermehrung des Auswaschungsvermögens hat eine Vertiefung der Kolke zur Folge: die hier ausgewaschenen Bestandteile des Flußbettes werden auf die Furtrücken geworfen und bleiben hier, sofern sie nicht weiter wandern, liegen. Bei steigendem Wasser heben sich daher auf den Furten gleichzeitig der Wasserspiegel und die Sohle, so daß die Tiefenvermehrung über den Furten jene über den Kolken nicht erreicht. Das Hochwasser vertieft also die Kolke in den Krümmungen und erhöht die die Kolke trennenden Furten [6].

Während der Dauer des Hochwassers ist die ganze Bettsohle in Bewegung, wobei die Sinkstoffe je nach ihrer Größe, Form und Schwere verschiedenartig fortbewegt werden. Die schwersten gleiten oder rollen auf der Sohle, die leichteren werden schwebend im Wasser talwärts getragen. Mit zunehmender Wassermenge nimmt die Trübung des Wassers zu.

Das Hochwasser hat also durch Aufhöhung der Furtrücken die Abflußhindernisse vermehrt und durch Vertiefung der oberhalb dieser liegenden Kolke Stellen geschaffen, an denen sich die lebendige Kraft des fließenden Wassers auf Kosten seiner bewegenden Kraft in inneren Bewegungen verzehrt.

Beide Umstände kommen bei fallendem Wasser dadurch zum Ausdrucke, daß das Spiegelgefälle über den Kolken abnimmt und über den Furten größer wird: die Unregelmäßigkeiten der Gefällelinie des Wasserspiegels nehmen zu mit fallendem Wasser. Gleichzeitig nehmen aber die Unregelmäßigkeiten der Gefällelinie der Sohle ab, da das über die hohen Furtrücken mit großem Gefälle, d. h. großer Geschwindigkeit stürzende Wasser die Furtrücken auswäscht und die ausgewaschenen Sinkstoffe in den unterhalb sich anschließenden Sohlenkolken ablagert.

Indem nun gleichzeitig, weiteres stetiges Fallen des Wassers vorausgesetzt, sowohl die Abflußhindernisse als auch die abzuführende Wassermenge kleiner werden, tritt in einem gewissen Zeitpunkte ein Ruhezustand auf der Bettsohle ein. Alsdann weisen die Furtquerschnitte ihre größte Austiefung und die Kolkquerschnitte ihre größte Aufhöhung auf: das ist der Zustand bei Niedrigwasser.

Die beiden Grenzzustände eines geschlängelten Flußlaufes bei Hochwasser und Niedrigwasser sind in den Figuren 244a bis e schematisch dargestellt. Sie zeigen nur in den Formen der Querschnitte eine Übereinstimmung, indem sowohl bei Hochwasser als auch bei Niedrigwasser die Furtquerschnitte nach symmetrischen flachen Mulden geformt sind, während die Krümmungsquerschnitte die Form eines unsymmetrischen Dreiecks aufweisen. Auch der Verlauf des Talweges ist in dieser schematischen Darstellung für beide Grenzzustände als der gleiche angenommen worden. Endlich ist bei der Darstellung vorausgesetzt worden, daß das Hochwasser ohne auszuufern zwischen künstlich befestigten d. h. unveränderlichen Ufern abfließt.

Diese Voraussetzungen werden allerdings in der Wirklichkeit bei einem sich selbst überlassenen Flusse nicht zutreffen, wenn von der Möglichkeit abgesehen wird, daß auch auf gewissen Naturstrecken, falls sie tief genug eingebettet sind, das Hochwasser, ohne auszuufern, geschlossen abfließen kann. In der Wirklichkeit werden vielmehr die Hohlufer oder einbiegenden Ufer mehr und mehr zurückweichen und die vorspringenden oder ausbiegenden Ufer mehr und mehr flußwärts sich vorschieben. Jedes höhere Wasser wird daher bei einem sich selbst überlassenen Flusse die Krümmungen ver-

schärfen. Bei niedriger Geländelage kann es dabei schließlich dahin kommen, daß das ausufernde Hochwasser, den Weg des kleinsten Widerstandes, d. h. des größten Gefälles verfolgend, die Landrücken zwischen zwei Krümmungsscheiteln A und B, Fig. 245, durchbricht. Das nachfolgende Mittel- und Niedrigwasser wird nunmehr eine Stromgabelung vorfinden und durch beide Arme AB und AC derselben abfließen. Das bedeutet aber eine Vermehrung der Abflußwiderstände gegen früher. Es muß daher bei A eine Aufstauung des Wasserspiegels eintreten, deren Druck zur Überwindung dieser vermehrten Widerstände verwendet wird. Bleibt der Fluß sich selbst überlassen, dann wird vielleicht ein späteres Hochwasser

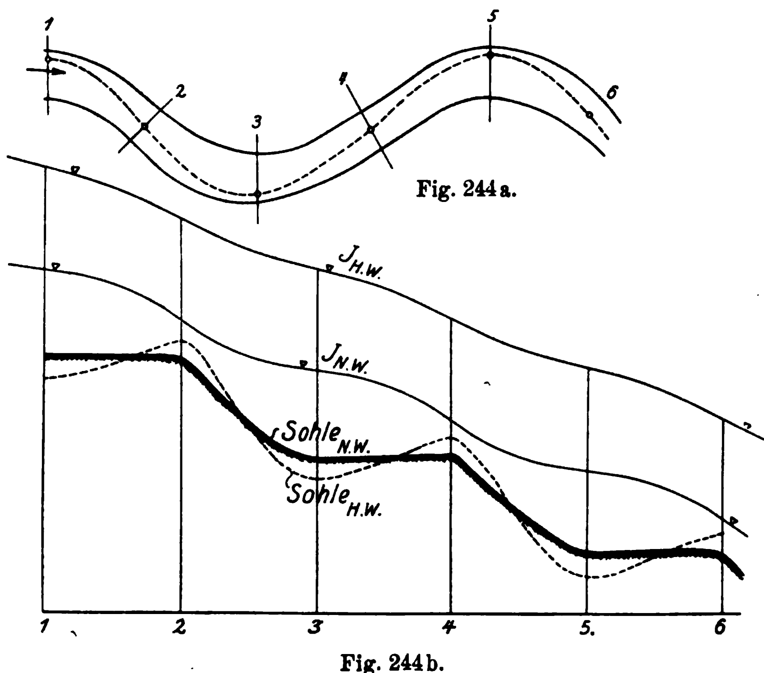


Fig. 244 b.

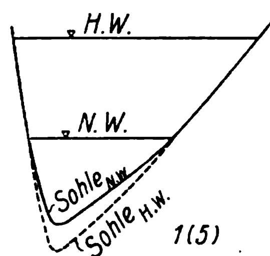


Fig. 244 c.

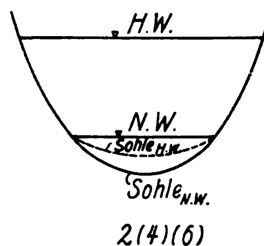


Fig. 244 d.

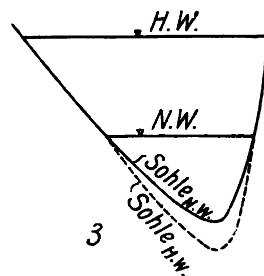


Fig. 244 e.

auch den Landrücken CD durchbrechen. Das nunmehr folgende Mittel- und Niedrigwasser findet vermehrte Abflußhindernisse vor, der Aufstau bei A muß daher zunehmen, das Gelände oberhalb von A gerät mehr und mehr in den Zustand der Versumpfung, der Flußlauf unterhalb von A mehr und mehr in den der Verwilderung.

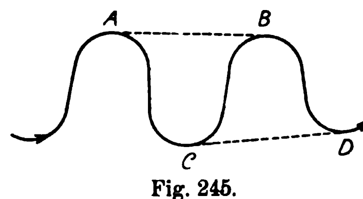


Fig. 245.

Aber auch in einheitlichen Flußbetten nimmt die Länge des Talweges zu mit abnehmender Wassermenge. Ein natürlicher Wasserlauf hat seine größte Lauflänge bei Niedrigwasser, seine kleinste bei Hochwasser, und daher auch sein größtes Gefällebedürfnis bei Niedrigwasser und sein kleinstes Gefällebedürfnis bei Hochwasser.

Mündet in den Wasserlauf an irgend einer Stelle ein Nebenfluß, dann haben wir es zu tun mit zwei durch die Mündungsstelle getrennten Flußstrecken verschiedener

Natur. Die unterhalb der Mündung liegende Strecke erfährt eine Vermehrung sowohl der Wassermenge als auch der Geschiebe. Dadurch muß notwendigerweise das Arbeitsvermögen an der Mündungsstelle sich verändern, entweder größer oder kleiner werden, je nachdem der Nebenfluß verhältnismäßig mehr Wasser oder mehr Geschiebe zuführt. Im ersteren Falle verzehrt sich das zu große Arbeitsvermögen durch eine Auswaschung des Flußbettes: eine Senkung des Wasserspiegels, eine Gefälleabnahme unterhalb des Mündungspunktes tritt ein, die sich mit dem alten Gefälle oberhalb durch eine Linie stärkeren Gefälles vermittelt, Fig. 246. Im zweiten Falle veranlaßt das Überwiegen des vom Nebenflusse zugebrachten Geschiebes eine Vermehrung der Bewegungswiderstände, zu deren Überwindung das vorhandene Arbeitsvermögen nicht ausreicht. Es kann sich nur durch eine Erhebung des Wasserspiegels oberhalb bilden, wodurch das zur Erzeugung der erforderlichen bewegenden Kraft notwendige größere Gefälle unterhalb hervorgerufen wird. Die Gefällelinie zeigt an der Mündungsstelle eine Erhebung, Fig. 247.

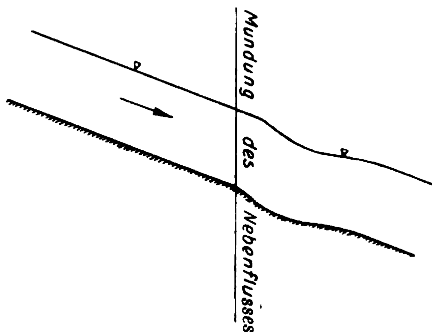


Fig. 246.

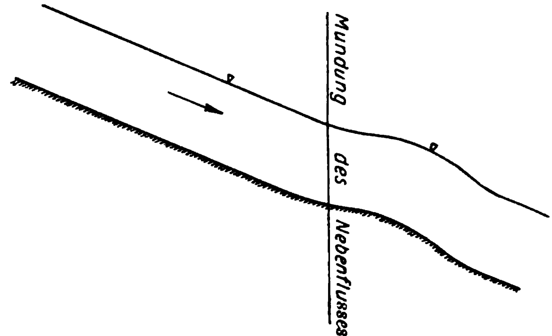


Fig. 247.

Das Gefällebedürfnis wird, gleiche Bettbeschaffenheit vorausgesetzt, mit zunehmender Wassermenge kleiner. In Wirklichkeit nimmt die Wassermenge nicht nur sprungweise zu, infolge der Speisung durch die Nebenflüsse, sondern gleichzeitig auch stetig durch die Speisung durch das Grundwasser, so lange wenigstens das von den Seiten zufließende Grundwasser unter einem höheren Drucke steht als das Flußwasser an der Bettsohle. Der Druck, den letzteres erfährt, wird durch eine Wassersäule von der Höhe der Wassertiefe gemessen, nimmt also ab mit fallendem Wasser. Im allgemeinen wird daher eine unterirdische Speisung mehr bei kleineren Wasserständen erfolgen, während umgekehrt bei Hochwasser das unter höherem Drucke stehende Flußwasser durch die Bettwandung nach unten und nach den Seiten in den Untergrund gedrückt wird. Diese Erscheinung ist insofern wichtig, als bei ihrem Auftreten bei kleineren Wasserständen die feste Lagerung der Bettsohle vermindert, bei Hochwasser aber vermehrt wird. Im ersteren Falle wird die Sohle gelockert, ihre Beweglichkeit vergrößert, im letzteren Falle vermindert. Durch die von oben nach unten oder von unten nach oben oder endlich auch nach den Seiten zu sich bewegenden Wasserteilchen werden neue Störungen in der Wasserbewegung, neue arbeitsverzehrende Wirbel hervorgerufen.

Die bisherige Entwicklung läßt ohne weiteres erkennen, daß das Wasserspiegelgefälle eines Flusses, dessen Bett auf der ganzen Länge seines Laufes aus gleichartigem Boden bestehen würde, bei solchen Wasserständen flußabwärts abnehmen muß, die eine Speisung des Flusses durch Grundwasser ermöglichen, d. h. im allgemeinen bei niedrigen Wasserständen, daß jedoch bei dieser allgemeinen Gefälleabnahme eine fort-

währende Abwechslung von schwachen und starken Gefällen in Wirklichkeit vorhanden ist, entsprechend den von den Flußkrümmungen herrührenden, sich einander folgenden und bedingenden Kolken und Furten oder Schwellen, Übertiefen und Untiefen. Es ist schon darauf hingewiesen worden, daß diese Abwechslung um so schroffer hervortreten wird, je niedriger die Wasserstände sind, und umgekehrt um so mehr sich ausgleichen wird, je höher das Wasser anschwillt.

Aber selbst unter der gemachten Voraussetzung, daß der Fluß auf der ganzen Strecke seines Laufes gleichartige Sinkstoffe zu bewältigen hätte, würde lediglich durch die Einmündung von Nebenflüssen die Abnahme des Gefälles nach irgend einer stetigen Linie unmöglich sein, da ja jede Mündungsstelle mit Notwendigkeit einen Gefällebruch herbeiführen muß. Diese Unmöglichkeit ist in Wirklichkeit um so mehr vorhanden, als unsere Wasserläufe sich in Betten bewegen, deren Neigung im großen und ganzen von der unregelmäßigen und gesetzlosen Neigung der Erdoberfläche abhängt, in Betten, die außerdem einen sehr wechselnden Widerstand vermöge des ihre Wandungen bildenden Bodens darstellen. Es mag hier abgesehen werden von solchen Stellen, an denen die Auswaschung der Sohle noch nicht vollendet ist, wo also die Sohle noch nicht gebildet wird durch die abgelagerten Anschwemmungsgeschiebe. Solche Stellen finden sich z. B. dort, wo feste Felsenbänke, den Strom durchquerend, eine Sohlenerhöhung bilden, die allerdings schließlich durch die abnagende Tätigkeit des Wassers verschwinden muß, aber innerhalb praktisch in Frage kommender Zeiträume nicht verschwinden wird. Derartige Stellen bewirken stets einen Gefällebruch, und zwar eine Abnahme des Gefälles oberhalb, eine Zunahme unterhalb.

Nun nehmen zwar allgemein die Sinkstoffgrößen nach der Mündung hin ab, so daß auch hierdurch nach der Mündung hin das Gefällebedürfnis abnimmt. Aber in fertig ausgebildeten Flußstrecken erreicht nur ein kleiner Teil der Sinkstoffe, flußabwärts sich bewegend, die Mündung, sie bleiben vielmehr in überwiegender Anzahl in verhältnismäßig geringer Entfernung von ihrem Entstehungsorte im Flußbette auf immer unbeweglich liegen. Es ist ein nur geringer Teil der im Mündungsgebiete fertig ausgebildeten Flüsse vorhandenen steinigen Sinkstoffe das Ergebnis einer unaufhörlichen Zerkleinerung, die das in den Oberlauf des Flusses geratene Geröllestück auf seinem Wege stromabwärts erfährt. Der größte Teil dieser Sinkstoffe entstammt vielmehr und entspricht auch in seiner Größe genau den Bestandteilen der in der Vorzeit erfolgten Ablagerungen, die die von den Wasserläufen durchschnittenen Tiefebenen bilden.

Dem widerspricht durchaus nicht, daß unsere großen Ströme jährlich ungeheure Mengen Schlamm und sehr feinen Sand in das Meer werfen. Jedes in den Strom geratene Geröllestück erleidet bei seiner, wenn auch nur beschränkten Fortbewegung stromabwärts eine Abschleifung, deren Ergebnis einen Teil dieses Schlammes bildet. Außerdem führt auch das von der Humusdecke abfließende Regen- und Hochwasser den Flüssen unaufhörlich Schlamm zu, der schwebend in das Meer getragen wird.

Nur in solchen Flüssen und Flußstrecken, in denen die Auswaschung sich noch nicht voll entwickelt hat, hat sich das Arbeitsvermögen noch nicht mit der Widerstandskraft des Bettes ins Gleichgewicht gesetzt: wegen des zu großen Gefälles ist ersteres überwiegend, das erstrebte Gleichgewicht kann sich nur durch eine Verminderung des Gefälles herstellen, d. h. durch eine von unten nach oben zunehmende und fortschreitende Auswaschung der Sohle. Die losgelösten Sinkstoffe werden längs der ganzen in der Ausnagung begriffenen Strecke befördert und kommen erst unterhalb von dieser zur Ablagerung. Letztere bewirkt in der flußabwärts liegenden Strecke eine Sohlenerhöhung,

die sich in einer stauenden Wirkung, d. h. Gefälleverminderung flußaufwärts bemerkbar macht. Wir haben daher drei eigentümliche Strecken des Stromschlauches, Fig. 248. Zunächst eine obere, in der Auswaschung noch nicht vollendete *O*: die Fortführung überwiegt die Ablagerung; dann eine mittlere neutrale Strecke *M*: die Fortführung ist gleich der Ablagerung, und endlich eine untere Strecke *U*: die Ablagerung ist größer als die Fortführung. Zur Vermeidung von irrtümlichen Vorstellungen muß ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß diese Unterscheidung nicht mit der in einem Oberlauf, Mittellauf und Unterlauf verwechselt werden darf.

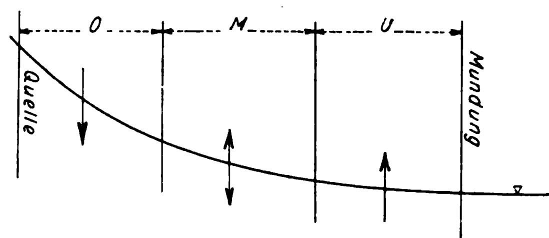


Fig. 248.

Bei großen Strömen können in jeder dieser drei letztgenannten Laufstrecken Strecken mit überwiegender Auswaschung, solche neutralen Verhaltens und solche mit Auflandungserscheinungen auftreten, wenn auch im allgemeinen die Erosionsstrecken in der Nähe der Quellen und die Auflandungsstrecken in der Nähe der Mündungen vorkommen.

Ist nun die Wassermenge jederzeit groß genug zur Ausbildung und Erhaltung eines gewissen Arbeitsvermögens, dann wird allerdings in den beiden Strecken *O* und *M* eine ununterbrochene Fortführung des Geschiebes stattfinden. Diese Fortführung infolge der Sohlenauswaschung in der obersten Strecke muß sich stetig verringern, da sie im Verein mit der gleichzeitig erfolgenden Sohlenerhöhung unterhalb eine Gefälleabnahme hervorruft, der Einhalt getan wird, sobald die durch das Gefälle erzeugte bewegende Kraft gleich geworden ist der Widerstandskraft der Sohle.

In den fertigen Flußstrecken ist ein nur bei Hochwasser vorübergehend gestörter Gleichgewichtszustand vorhanden, in den unfertigen ist dieser in der Annäherung begriffen, angestrebt. Bei den ersteren bewegt sich der Fluß auf seinem eigenen Anschwemmungsboden, bei den letzteren auf stetig sich vertiefender Sohle. Bei jenen erleiden die Sohlengeschiebe eine zeitlich und räumlich innerhalb enger Grenzen vor sich gehende Ortsveränderung; nur ein Teil der die oberste Schicht der Sohle bildenden Sinkstoffe erfährt bei jedem Hochwasser aufs neue eine Fortbewegung stromabwärts, bleibt also zwischen je zwei Hochwässern liegen und bedarf somit eines sehr langen Zeitraumes, um zur Mündung zu gelangen.

In den unfertigen Flußstrecken müssen alle in Bewegung kommenden Geschiebe die ganze Erosionsstrecke durchwandern. Dabei erfahren sie naturgemäß eine Verkleinerung. Aber dieses Gesetz der Verkleinerung und Wanderung der Sinkstoffe darf nur für unfertige Flußstrecken, bei denen die Erosion noch nicht zum Stillstande gekommen ist, auf alle Sinkstoffe ausgedehnt werden. Es darf nicht verallgemeinert auf fertige Flußstrecken übertragen werden. Die in diesen vorkommenden Sinkstoffe sind nur zum kleinen Teile Zerkleinerungsprodukte der in das obere Flußgebiet geratenen Sinkstoffe, sie sind zum größten Teile die Folgen der Uferabbrüche und Sohlenauswaschungen in der gleichen Flußstrecke, in der sie vorkommen. Es scheint dem zu widersprechen, daß in den unteren Flußstrecken tatsächlich Geschiebe und Gerölle sich vorfinden, die zweifellos nur in den weit oberhalb liegenden Erosionsstrecken in den Fluß geraten sind. Es ist aber durch Beobachtungen hinlänglich bewiesen, daß diese nicht durch das fließende Wasser, sondern durch flußabwärts treibende Grundeis-

schollen befördert worden sind. Indem diese sich von der Sohle lösen, nehmen sie die an ihre Unterfläche festgefrorenen Geschiebestücke der Sohle mit sich nach oben, schwimmen mit diesen beladen flußabwärts, woselbst sie beim Auftauen ihre Last fallen lassen.

Leider fehlt es an zuverlässigen Beobachtungen, die zur Klärung der außerordentlich wichtigen Frage nach dem Ursprunge, der Wanderung und dem endlichen Verbleib der Sinkstoffe beitragen können. Der Beobachtung und Erforschung dieser Vorgänge in der Natur tritt vor allem die Unmöglichkeit hindernd entgegen, die Sinkstoffe während ihrer Wanderung mit dem Auge zu verfolgen. Durch eine solche Beobachtung kann im allgemeinen nur festgestellt werden, daß beispielsweise eine Geschiebebank entweder dauernd ihren Ort beibehält oder aber nach Verlauf einer gewissen Zeit von einer gewissen Stelle verschwunden ist. Daß die weiter flußabwärts zu dieser Zeit neu vorgefundene Geschiebebank aus den gleichen Geschieben bestehe wie die inzwischen verschwundene, durch die Wirkung der Strömung aufgelöste, daß, mit anderen Worten, eine und dieselbe Geschiebebank ihren Ort gewechselt habe, ist jedoch nur eine vorläufige Annahme. Um diese zu einer unanfechtbaren Tatsache zu erheben, müßte man den Nachweis führen, daß in der Tat die die zweite Geschiebebank bildenden Stoffe dieselben seien wie die der ersteren. Es bedarf nur dieses Hinweises, um die Unmöglichkeit einer solchen zuverlässigen Beweisführung in der Natur darzulegen [7].

Somit bleibt nichts anderes übrig, als durch den Versuch im Kleinen, durch das Experiment, Licht in diese Vorgänge zu bringen. Diesen Weg hat der Verfasser bereits im Jahre 1890 beschritten und durch Errichtung eines Flußbaulaboratoriums vom Jahre 1900 ab weiter verfolgt. Seit dieser Zeit sind zahlreiche ähnliche Anstalten errichtet und in Betrieb genommen worden [8]. Es ist bereits der Dresdner Versuche Erwähnung getan worden, die erwiesen haben, daß in geschlängelten Flußstrecken bei Hochwasser die Geschiebe unter Kreuzung des Talweges von einem ausbiegenden Ufer zu dem nächsten ausbiegenden Ufer unterhalb wandern. Während nun in solchen Flußstrecken, falls deren Mittelwasserufer festgelegt sind, der Niedrigwassertalweg eine ziemlich beständige Lage hat, indem er zwischen den einbiegenden Ufern überschlägt und dabei die Furten oder Schwellen austieft, die bei Hochwasser die den ausbiegenden Ufern vorgelagerten Geschiebebänke miteinander verbinden, ist solches in der Regel nicht der Fall in geradlinigen oder schwach gekrümmten Wasserläufen, auch dann nicht, wenn ihre Mittelwasserufer fest ausgebaut sind. Zwar zeigt sich auch bei diesen eine Schlängelung des Niedrigwassertalweges, aber dieser ist nicht ortsbeständig, da die Geschiebebänke, zwischen denen er sich hindurchwindet, bei jedem Hochwasser aufs neue ihren Ort verändern.

Vielleicht die erste eingehende Beobachtung über das Verhalten gerader, d. h. künstlich begradigter Flußstrecken, verdanken wir Grebenau [9], der das Auftreten der Kiesbänke in dem übermäßig begradigten Oberrhein in folgender Weise erklärte:

»Da die das Geschiebe in die Flüsse führenden Gebirgsbäche stets ein stärkeres Gefälle haben als der Fluß und immer seitwärts einmünden, so muß das aus dem Bache kommende Geschiebe sich unter der Zusammenwirkung von Bach und Fluß unterhalb der Ausmündung des ersteren an demselben Ufer als ein flußabwärts gerichteter Schuttkegel ablagern. Dieser bildet den Anfang einer Kiesbank, welche je nach dem Maße ihrer Ausdehnung den Fluß zum Ausweichen an das andere Ufer nötigt. Hierdurch, und da die Bäche abwechselnd in gewissen Abständen seitwärts solche Schuttkegel in

den Fluß bringen, wird der Keim zu der ondulierenden oder serpentinierenden Talwegslinie der Flüsse gelegt. Bei jeder Anschwellung des Flusses, wodurch das Gefälle vermehrt wird, werden diese an den Flußufern liegenden Schuttkegel talabwärts bewegt, wobei jede Kiesbank gleichsam auf die andere drückt und, da das Wasser stets nahezu die gleiche Querprofilfläche zu seinem Abfluß erfordert, dieselbe vorwärts schiebt. Schließlich wird unter der stetigen ausgleichenden Wirkung der Wasserfäden am Flußgrund, durch das unausgesetzt erfolgende Hinwegführen des leichteren Schlammes, Sandes und des feinen Kieses, durch die auf längere Zeitdauer sich gleichbleibende Wassermasse und Geschwindigkeit in die Sortierung des Kieses, in die Lage desselben in bezug auf die Ufer und den Talweg, in die Entfernung, Länge, Breite und Höhe der Kiesbänke und in die Tiefe der Talwegrinne eine gewisse Regelmäßigkeit gebracht, welche auf den ersten Blick überrascht, bei näherer Untersuchung der Erscheinung aber als notwendige Folge einfacher Naturgesetze sich herausstellt.«

Die meistens gegebene bildliche Darstellung dieser Vorgänge, die sich auch in der vierten Auflage des Handbuches der Ingenieurwissenschaften wiederfindet (3. Teil, 1. Band, Abb. 37 auf S. 164), ist übrigens insofern nicht richtig, als das strömende Wasser beim Anprall an ein Ufer nicht nach Fig. 249 zurückgeworfen wird. An solchen Stellen wird entweder eine Auswaschung des Ufers, oder falls dieses fest sein sollte, eine Auswaschung der Sohle vor ihm eintreten. Das bei A, Fig. 250, anfallende Wasser bewegt sich längs des Ufers in der Richtung AB weiter: erst die unterhalb des Punktes B sich bildende Geschiebebank bewirkt seine Ablenkung in der Richtung nach C und leitet damit seine Hinüberdrängung an das gegenüberliegende Ufer ein.

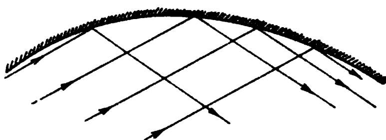


Fig. 249.

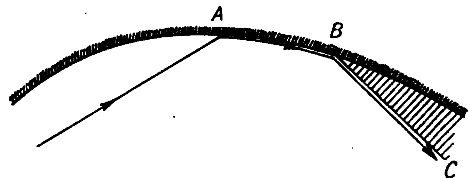


Fig. 250.

Grebenau stellte ferner fest, daß zwischen den abwechselnd am linken und rechten Ufer gelagerten Kiesbänken der Talweg sich hindurchschlängelt. Das Vorrücken der Kiesbänke erfolgt nach Grebenau »im allgemeinen in der Weise und dadurch, daß die einzelnen Sandkörner und Kiesel am oberen, d. i. wasseraufwärts gerichteten Ende der Kiesbank von der Geschwindigkeit des Flusses an der Sohle in Bewegung gesetzt und so lange weitergeführt werden, bis sie an eine Stelle kommen, wo die Geschwindigkeit zu klein ist, die Kiesel zu bewegen, in welchem Falle sie liegenbleiben. Die Gestalt der Kiesbänke, welche am Rhein bei kleinem Wasser nicht selten zwei Meter über dem Wasserspiegel hervorragen, gibt eine vollständige Erklärung der Erscheinung. Alle Kiesbänke sind stromaufwärts ganz flach und spitz abgerundet, wasserabwärts dagegen breit, meistens mit zwei Haken versehen, krebsscherenartig geformt und so steil abgeböscht, als der Kies sich halten kann. Wird nun der Kies einer hinreichend hoch überfluteten Kiesbank am oberen Ende oder auch auf deren ganzem Rücken in Bewegung gesetzt, so rollt er auf und neben der Kiesbank in einer den Stromfäden parallelen Richtung weiter und fällt schließlich über den höchsten Rand der Kiesbank in die ehemalige Talwegstiefe hinab. Auf diese Weise wird die Kiesbank stets oben kürzer, unten länger; sie rückt also talabwärts. Hierbei bleibt, da bei Hochwasser die

Wasserfäden unter sich und nahezu dem Ufer parallel sind, die Kiesbank stets auf derselben Seite des Talweges, wo sie ursprünglich war, ohne jemals denselben zu kreuzen.« Grebenau hebt noch hervor, daß die Kiesel stets auf einer schiefen Ebene von geringer Steigung, die die Oberfläche der Kiesbank in der Richtung ihrer Länge bildet, hinangewälzt werden. Die Fig. 251a und b bringen Lageplan und Längenschnitt von Kiesbänken kurz unterhalb Straßburgs nach einer Aufnahme vom Jahre 1882, Fig. 252 stellt eine etwa 60 km weiter unterhalb im November 1893 bewirkte Aufnahme des Rheinbettes dar.

Den Grebenauschen Anschauungen kann indessen nicht beigepflichtet werden. Sie stützen sich auf zu wenige, meist nur bei Niedrigwasser vorgenommene Messungen und Beobachtungen. Grebenau unterließ es, solche Messungen und Beobachtungen bei höheren Wasserständen anzustellen. Er beruhigte sich bei seiner vorgefaßten Meinung, daß die Stromsohle des Oberrheins bei Niedrig- und Hochwasser in der Hauptsache die gleiche Form aufweise, und daß ein wesentlicher Unterschied nur in der Schnelligkeit liege, mit der sich Kiesbänke und Talweg bei verschiedenen Wasserständen talwärts bewegten [10].

Umfassender und wertvoller als die Grebenauschen Beobachtungen sind die von Georg Lavale [11]. Er erklärt das Auftreten von wandernden Geschiebebänken in geraden Flußstrecken in folgender Weise:

»Führt ein Fluß Material in so bedeutender Masse, daß sich die einzelnen Stücke hintereinander anschließen, und bietet der vordere Teil des Materiales dem Stoße des Wassers für die massenhafte Fortführung eine zu geringe Fläche dar, dann läuft selbst in regelmäßigen und geraden Stromstrecken eine Materialbank an, und es wächst diese so lange auf, bis der infolge des partiellen Aufstaues entstandene Stoß, so-

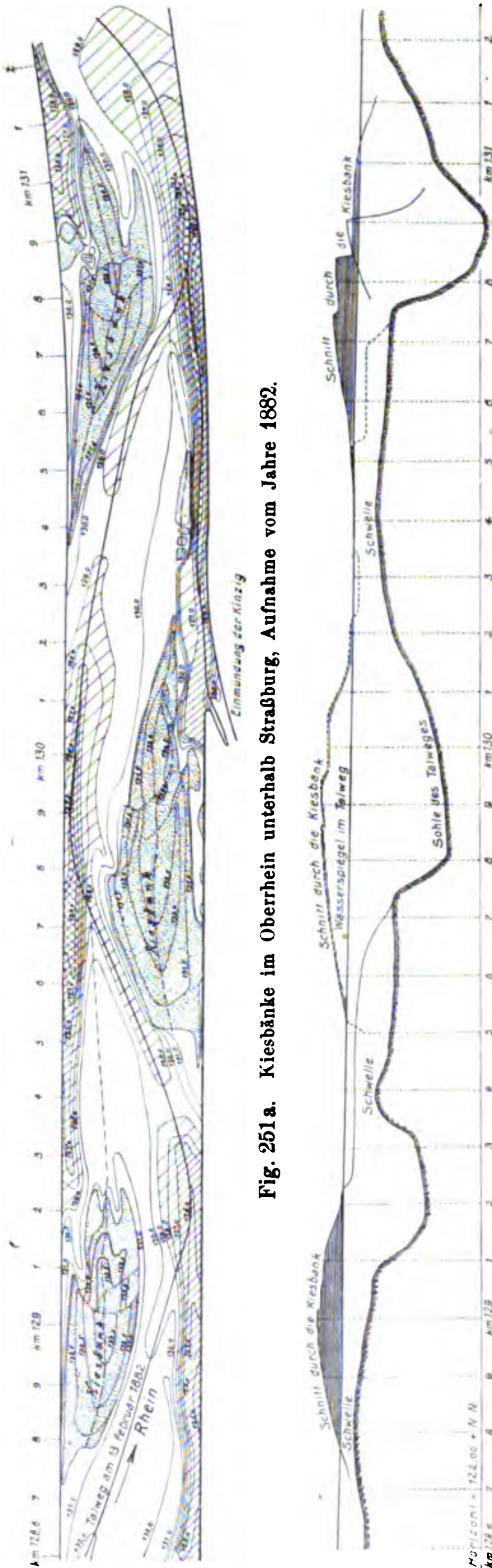


Fig. 251a. Kiesbänke im Oberrhein unterhalb Straßburg, Aufnahme vom Jahre 1882.

Fig. 251b. Längenschnitt.

wie die durch die Wasserablenkung entstandenen Wirbel kräftig genug sind, die einzelnen Steine am oberen Ende der Bank abzutreiben. Das abgetriebene Material lagert sich dann am unteren Ende der Bank im stilleren Wasser wieder ab. Es entsteht dadurch ein Wandern der Kiesbank stromab. Der Stromstrich, d. h. das Hauptwasser, wird durch die Bank auf das gegenüberliegende Ufer gewiesen und prallt von hier wieder auf das andere Ufer ab. Dadurch bildet sich abwärts der Bank in der Nähe des anderen Ufers eine zweite, und auf ähnliche Weise eine dritte, vierte usw. Bank. Die Materialbänke sind ähnlich wie zwei an konvexen Ufern schräg gegenüberliegende Bänke durch Schwellen miteinander verbunden. Der Talweg schlängelt sich zwischen den Bänken hindurch, und es wandert die Schlangenlinie des Talweges mit den Kiesbänken und Schwellen abwärts. Erst in den starken Konkaven löst sich die betreffende Kiesbank, und es läuft der Kies abwärts der Konkaven wieder in eine Bank zusammen, währenddem auf der entgegengesetzten Seite die ankommende Materialbank an die am konvexen Ufer liegende Bank oben anschließt und der untere Teil dieser Bank abgetrieben wird.«

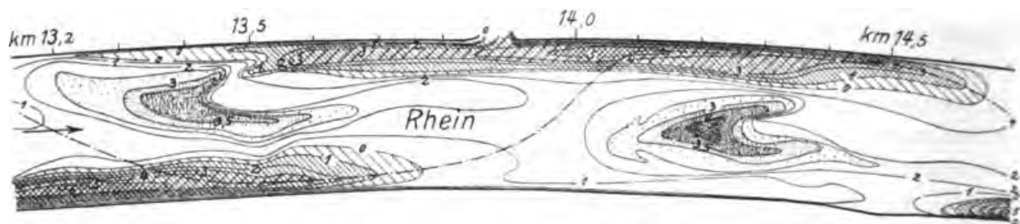


Fig. 252. Kiesbänke im Oberrhein.

Die sehr wichtige Frage, welche Wasserstände für die Gestaltung der Abflußquerschnitte maßgebend sind, beantwortet Lavale dahin, daß die wenigen, außerordentlich hohen Wasserstände nicht lange genug andauerten und die kleinen zu unwirksam seien, um auf die Querschnittform von besonderem Einflusse zu sein. Es müsse vielmehr angenommen werden, daß dies die unter eine gewisse Grenze nicht zurückgehenden Wasserstände seien. Er sieht als diese hauptsächlich wirksamen Wasserstände die 182 höchsten im Jahre, d. h. deren arithmetisches Mittel, den »hydrotechnischen Wasserstand« an. Nach Lavale bilden sich auch dann Schwellen, wenn in einem Wasserlaufe, der in Menge feine und möglichst gleichmäßige Sinkstoffe treibt, diese feine Sinkstoffmasse nur mit einzelnen wenigen größeren Steinen vermengt ist. Dann üben die wenigen großen Steine auf das Gefälle keinen besonderen Einfluß aus. Die vereinzelten schweren, in der feineren Masse eingeschlossenen Stücke rollen längere Zeit fort, bis sie den festen Grund erreichen und hier liegenbleiben. Haben sich mehrere größere Stücke neben- und übereinander abgelagert, dann veranlaßt die Schwellung und raschere Bewegung des Wassers die Zerteilung und raschere Abführung der feineren Sinkstoffe, während die schwereren Stücke zurückbleiben und sich zu einer Schwelle vereinigen. Die so entstandenen Schwellen liegen in der Regel weit auseinander, gehen schräg durch den Fluß und sind ortsbeständig.

In der stark geschiebeführenden Donau zwischen Ulm und Kelheim zeigen sich in den geraden Strecken die Kiesbänke in der in Fig. 253 dargestellten gegenseitigen Lage. In größerer Tiefe zieht sich von der einen nach der anderen Kiesbank schräg zur Mittellinie des Flusses ein Kiesrücken hinüber, der, von den beiden Kies-

bänken an langsam abfallend, etwa dort, wo er die Flußachse bei *a* schneidet, seine größte Tiefe besitzt [12]. In dieser künstlich begradigten Strecke, deren beide Ufer befestigt sind, zeigt der Talweg eine um so größere Veränderlichkeit, um so schroffere Übergänge, je gestreckter der Flußlauf ist. Während der Anschwellungen streckt sich erfahrungsgemäß der Talweg.

Faber [13] weist auf die tiefen Rinnen hin, die sich bei der in Fig. 252 dargestellten Rheinstrecke längs der beiden Ufer weit über die Strecken hinaus hinziehen, denen der Talweg bei Niedrigwasser folgt. Der Strom nehme bei hohen und namentlich raschen Anschwellungen vielfach den kürzeren Weg längs der Ufer durch eine Nebenrinne. Es erfolge dann eine Verlegung der Fahrrinne von einem Ufer zum anderen, ohne daß die nebenan liegende Kiesbank in ihrer Hauptmasse zu Tal gewandert sein müsse. Bei fallendem Wasser finde sodann eine Rückbildung statt, und es könne mit Sicherheit angenommen werden, daß die Veränderungen, die sich von Niedrigwasser zu Niedrigwasser beobachten ließen, um so weniger von einer Verschiebung der Kiesbänke herrührten, wie sie bei dem sogenannten Wandern wahrgenommen werde, je höher die Anschwellungen zwischen den einzelnen Niedrigwassern aufgetreten seien. Bei einem stetigen Wandern der Kiesbänke müsse eine so große Geschiebebewegung vorausgesetzt werden, wie sie zum Glück wohl nicht vorhanden sei. Man solle daher vielleicht sagen Flußstrecke mit pendelndem Talwege, statt mit wandernden Kiesbänken.

Faber weist ferner darauf hin, daß bei Dettenheim, Fig. 254, die von Basel ab auf 211 km Stromlänge bestehenden Kiesbänke mit einem Male verschwinden, indem hier plötzlich eine Stromstrecke mit festliegendem Talwege beginnt, mit Kiesbänken, die sich bei Niedrigwasser trocken an das Ufer anschließen und die Mitte des Stromes freier lassen. Dabei sind die Niedrigwassertiefen über den Furten oder Schwellen im festliegenden Talwege fast doppelt so groß als die über Schwellen im beweglichen Talwege. Die Ursache für die plötzliche Änderung in der Gestaltung und in dem Ver-

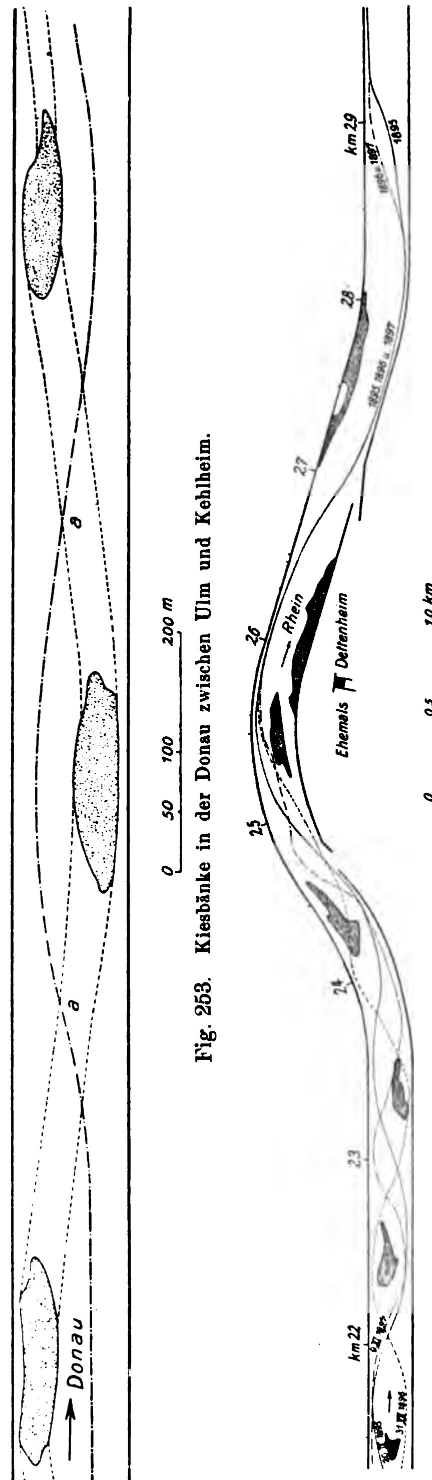


Fig. 253. Kiesbänke in der Donau zwischen Ulm und Kehlheim.

Fig. 254. Rhein bei Dettenheim.

halten des Strombettes erblickt Faber lediglich darin, daß die Ufer der unbeständigen, stromaufwärts liegenden Strecke in gerader, die der beständigen Strecke in gewundener

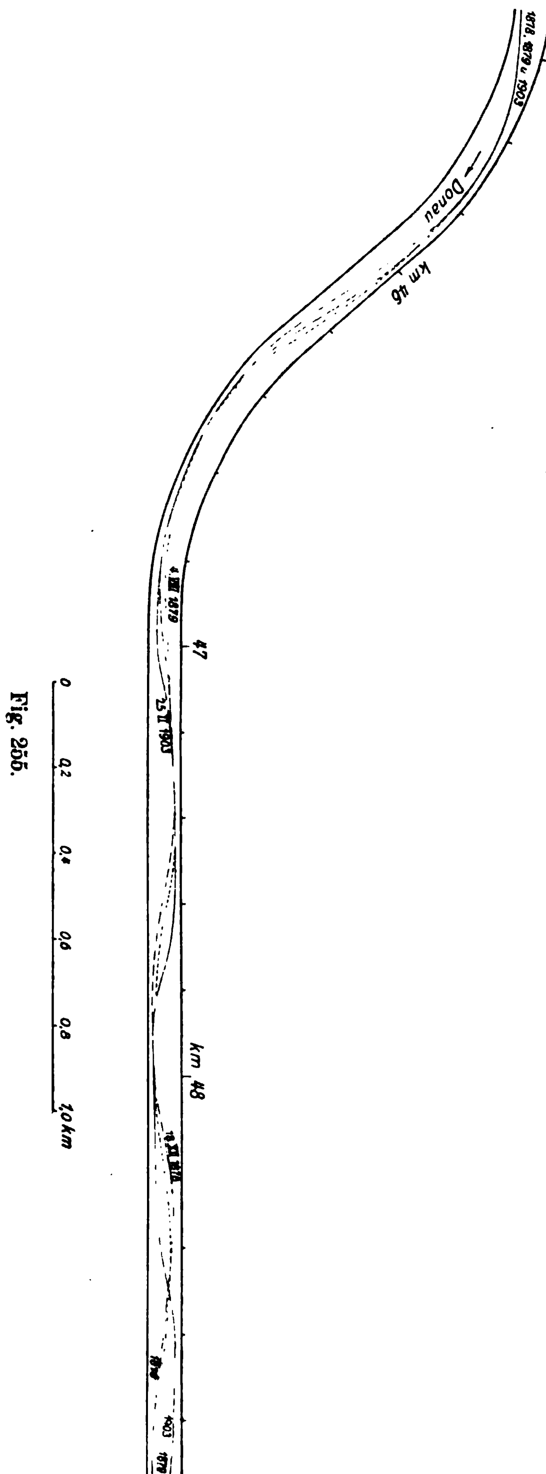


Fig. 255.

Richtung verlaufen, wobei die Halbmesser der Krümmungen bei Dettenheim der Niedrigwassermenge, dem Geschiebe und dem Gefälle so entsprächen, daß der Stromrinne eine stetige Leitung gegeben sei. Diese Beständigkeit verliere sich weiter stromabwärts dadurch, daß die Krümmungen wieder wesentlich schwächer würden und überdies zwischen den einzelnen Gegenkrümmungen gerade Strecken von zu großer Länge eingeschaltet seien.

Umgekehrt liegen die Verhältnisse bei der Donaustrecke unterhalb Lauingen, Fig. 255. Hier liegt noch 1 km weit in die gerade Strecke hinein der Talweg stets an den gleichen Uferstellen an. In der sich abwärts anschließenden 4,7 km langen geraden oder sanft gekrümmten Flußstrecke zeigen sich nach Ablauf eines Hochwassers nur geringe Verschiebungen des Talweges, er wechselt oft erst nach Jahren die Uferseite, während er solches ober- und unterhalb der genannten Strecke fast alljährlich tut. Faber führt diese Erscheinung zurück auf die Nachwirkung der Flußrinne bei Lauingen, die vermöge ihrer gewundenen Laufrichtung in ihrer Lage beharrt und in der deshalb eine verhältnismäßig gleichförmige Geschiebebewegung vor sich geht. Erst damit, daß die Flußrinne zwischen den geraden Ufern allmählich ihre Leitung verliere, in ihrer Richtung immer mehr schwanke, stellten sich nach und nach wieder größere Unregelmäßigkeiten in der Bewegung und Lagerung der Geschiebe ein.

Die Innstrecke von Kiefersfelden bis Flintsbach, Fig. 256, führt Faber als drittes Beispiel für die Abhängigkeit der Sohlengestaltung von der Grundrißform des Flusses an. Diese Strecke ist beiderseits von Hochwasserdämmen eingeschlossen, ohne für die Ableitung des Mittel- und Niedrigwassers besondere Querschnitte aufzuweisen. In der Strecke

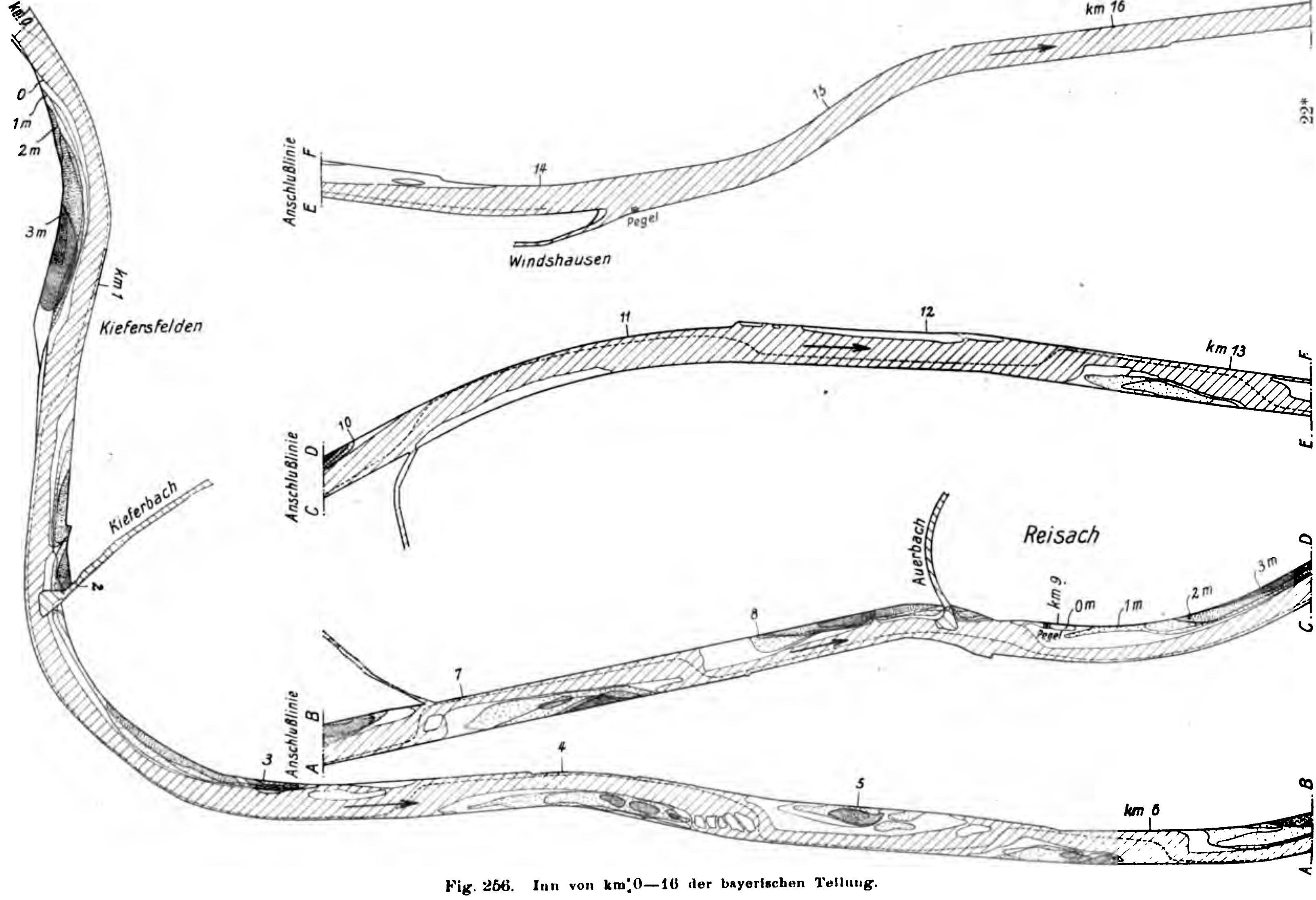


Fig. 256. Inn von km 0—16 der bayerischen Teilung.

von km 3 bis km 9 folgt der Talweg streckenweise auf durchschnittlich 900 m Länge dem einen Ufer, hart an diesem anliegend, und folgt dann wiederum eine Strecke weit dem anderen Ufer. Die Kiesbänke treten jedoch stets an dem gleichen Orte zutage und zeigen nur an ihren Enden Verschiebungen. Bei Hochwasser kreuzt der Stromstrich in gestreckterer Richtung das Flußbett als bei Niedrigwasser. Die Ursache der unregelmäßigen Ausbildung des Flußbettes kann nach Fabers Meinung nur darin gefunden werden, daß die Ufer des Inns vom unteren Ende der Flußkrümmung bei Kiefersfelden bis gegen Reisach und von unterhalb Reisach bis nach Windshausen bei zu großem gegenseitigen Abstande meist in gerader Richtung verlaufen. Die auffallend geringe Beweglichkeit des Talweges schreibt Faber dem Umstande zu, daß durch den bei km 2,0 einmündenden Kieferbach und durch den Auerbach bei km 8,6 schweres Gerölle in den Inn getragen wird, wodurch die Flußrinne an diesen beiden Orten gegen das rechte Ufer gedrängt und somit stets an gleicher Stelle festgehalten wird. Überdies finde der Talweg durch die zwischenliegenden, wenn auch geringen Krümmungen eine gute Leitung. Dadurch aber, daß die Flußrinne an mindestens zwei Stellen, bei km 2,0 und km 8,6 — also auf einer verhältnismäßig kurzen Strecke — unveränderlich festliege, werde eine Verwerfung des Talweges verhindert, da doch immerhin eine bestimmte Länge für jeden Wechsel vorhanden sein müsse. Unterhalb Windshausen ist versucht worden, durch Zusammenschieben der für Niedrigwasser zu weit gestellten Ufer ein gleichmäßiger gestaltetes Flußbett herzustellen. Daß diese Absicht vollkommen erreicht ist, zeigt Fig. 257. Tatsächlich weist hier das Flußbett trotz lebhafter Geschiebebewegung weder Kolke noch Kiesbänke und Schwellen auf. Diese Maßnahme hat aber eine wesentliche Gefälleermäßigung auf der Strecke durch Auswaschung der Sohle oben und Erhöhung der Sohle unten herbeigeführt, so daß die unterhalb anschließende Strecke in nachteiliger Weise versumpft worden ist.

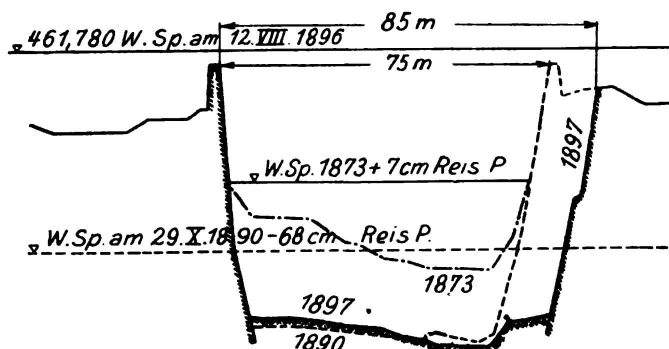


Fig. 257. Querschnitt des Inn bei km 15,133.

Daß die übermäßige Streckung des Oberrheins ohne solche Nachteile für die untere Stromstrecke geblieben ist, schreibt Faber [14] folgenden Umständen zu. Einmal werden in den Inn mehr Geschiebe getragen als in den Oberrhein. Ferner besteht der Boden des Rheinbettes von der elsässisch-bayerischen Grenze abwärts vorwiegend aus Sand und Lehm, so daß der Strom dieses leichte Material aus den zahlreichen Durchstichen weit in die Niederungen hinein, auch über hohe Uferbauten hinweg, forttragen konnte. Endlich werden aus dem Rheinbette alljährlich viele Tausende Kubikmeter Kies und Sand gebaggert, während im Inn verhältnismäßig wenig gebaggert wird.

Daß allenthalben in übermäßig geraden und breiten Flußstrecken mit beweglicher Sohle sich Geschiebebänke und ein sich schlängelnder Niedrigwasser-Talweg bilden, daß diese Bildungen also eine allen geschiebeführenden Wasserläufen gemeinsame Erscheinung darstellen, das lehren auch die Beobachtungen an den norddeutschen Strömen, über deren Ergebnisse die im Auftrage des preußischen Wasserausschusses von H. Keller herausgegebenen Beschreibungen dieser Ströme berichten.

Die Weichsel [15]. Die Stromsohle der Weichsel besteht fast durchweg aus Sand, dessen leichte Beweglichkeit nach jedem Hochwasser Veränderungen der Gestalt der Sohle zur Folge hat, die um so weitergehend sind, als ein Ausbau des Niedrigwasserbettes noch nicht erfolgt ist. »So entstehen zuweilen«, wie es in dem Weichselwerke heißt, »mächtige Sandfelder, welche entweder inselartig in der Stromrinne liegen oder sich an ein Ufer anschließen, zuweilen auch als Barre den Strom quer durchsetzen. Auch bei mittleren Wasserständen erfolgt eine Bewegung des Sandes. Doch geschieht dies dann meist so, daß einzelne Teile der Sandbänke sich nach und nach verschieben, während bei Hochwasser zuweilen die ganze Sohle in Bewegung gerät. Bei niedrigeren Wasserständen zieht sich das Wasser in schmalen Rinnen zwischen den Sänden zusammen und spült hier eine tiefe Rinne aus.« In besonders anschaulicher Weise werden diese Vorgänge durch das Verhalten der Weichselstrecke km 140 bis km 148 beleuchtet, die seit einer Reihe von Jahren jährlich einmal sorgfältig gepeilt wird, um ein möglichst genaues Bild über die Bewegung der Sandfelder zu gewinnen.

Die Figuren 258 und 259 zeigen die Aufnahme von den Jahren 1901 und 1902. Dazu ist zu bemerken, daß der Zustand vom September 1902 bezüglich der Lage der Niedrigwasserrinne fast genau mit dem



Fig. 258. Aufnahme vom September 1901.



Fig. 259. Aufnahme vom September 1902.

vom September 1899, der vom September 1901 mit dem vom September 1898 übereinstimmt usw., so daß alle drei Jahre annähernd die Lage der Niedrigwasserrinne sich wiederholt. Aus den Aufnahmen geht mit Beweiskraft hervor, daß die Niedrigwasserrinne parallel zu sich selbst stromabwärts wandert. Wie die Wanderung im einzelnen vor sich geht, scheint aber bis jetzt noch nicht beobachtet zu sein.

Der Oderstrom [16]. Der feine Sand des Strombettes im Unterlaufe der mittleren Strecke ist äußerst leicht beweglich, so daß das Bett sich fortwährend umgestaltet, und zwar am raschesten bei Hochwasser oder wenn durch Instandsetzung und Ergänzung der Strombauwerke die Abflußquerschnitte vorübergehend verändert werden. Dieser Beschaffenheit entspricht eine erhebliche Menge von Sink- und Wanderstoffen, die noch durch die vom Bober und von der Lausitzer Neiße zugeführten Sandmassen vermehrt wird. Unterhalb der Mündungen dieser Nebenflüsse entstehen immer aufs neue rückenartige Ablagerungen, die vom Hochwasser fortgerissen werden, bei niedrigen Wasserständen aber die Breite der Stromrinne sehr beeinträchtigen. Mit fallendem Wasser lagert sich der aufgewühlte Sand wieder ab, ohne daß seine Bewegung völlig aufhört, da Mittel- und Niedrigwasser in diesen Ablagerungen ein stetig wechselndes Bett ausgraben. In geraden Strecken und flachen Krümmungen liegen die Sandbänke abwechselnd am rechten und linken Ufer, durch den ausgefurchten Rücken der Furtschwelle miteinander verbunden. Die am unteren Ende des stromaufwärts liegenden Sandes weggerissenen Sandkörnchen setzen sich am oberen Ende des stromabwärts gegenüberliegenden Sandes an und verursachen eine ungünstige Richtung der Furtschwelle. Wo das Strombett eine übermäßige, seiner Wasserführung nicht entsprechende Breite hat, folgen solche ungünstigen Furtschwellen oder »Überschläge« rasch aufeinander, und die Stromrinne schlängelt in kurzen Windungen vom einen zum anderen Ufer.

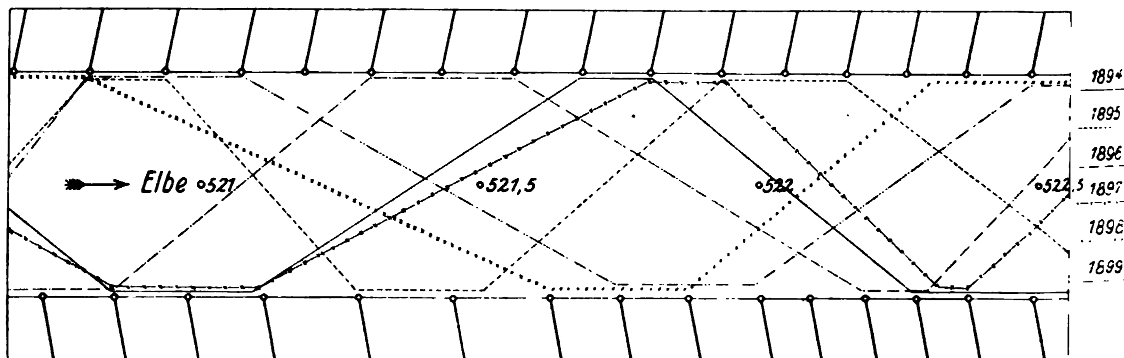


Fig. 260. Standorte der Landbaken zur Bezeichnung der Fahrrinne in den Jahren 1894—1899.

Der Elbstrom [17]. Von den geraden Strecken und flachen Krümmungen zwischen der Havel- und Jeetzelmündung wird berichtet, daß sich hier die Sandfelder abwechselnd am rechten und linken Ufer befinden und durch den Rücken des Überschlages miteinander verbunden sind. Zwischen der Jeetzel- und Seevemündung haben gewisse besonders geschützte Stellen des Strombettes eine Sandbank in unveränderter oder wenig veränderter Lage, die auch vom Hochwasser unberührt bleibt. Unter gewöhnlichen Umständen ist aber der Sand in steter Bewegung, die die Lage des Talweges fortwährend ändert, so daß letzterer im Interesse der Schiffahrt durch

Landmarken bezeichnet werden muß. Häufig wird auch nur der untere Teil einer Sandbank fortgespült, während sich von oben her das nächstfolgende Sandfeld an sie anschließt. Dabei ist deutlich erkennbar, daß in hochwasserfreien Jahren die Sandfelder sich nur wenig, in Jahren aber mit lange anhaltendem Hochwasser sich sehr erheblich verschieben. Auch hier sind die geraden Strecken ganz besonders veränderlich, wie das durch das Verhalten der Strecke km 520,5 bis km 522,5 gekennzeichnet wird: Fig. 260 zeigt die Veränderungen der Fahrrinne für die Jahre 1894 bis 1899, Fig. 261 ihren Zustand im Jahre 1898.

Für die Beurteilung der Bettausbildung in geschiebeführenden Wasserläufen ist endlich die *Ungleichartigkeit des Geschiebes* nach Größe und Schwere von besonderer Bedeutung: dort, wo das Wasser in stets gleicher Bahn dahinfließt, werden die leichteren Bestandteile aus der Sohle herausgewaschen und fortgeschwemmt, während die schwereren Geschiebe im oberen Teile des Bettes zurückbleiben. Die letzteren bilden alsdann hier eine Schutzdecke, die die weitere Auswaschung des Bodens erschwert und die Geschiebebewegung verringert. Es gehört zu den großen Verdiensten *Fabers*, auf diesen wichtigen Umstand nachdrücklich hingewiesen zu haben [14].

Je wandelbarer also der Fluß, um so lebhafter ist unter sonst gleichen Umständen seine Geschiebebewegung, da die Bildung einer Schutzdecke aus gröberen Geschieben verhindert wird. Das erklärt auch die große Beweglichkeit der Sohle in den übermäßig geraden und breiten Flußbetten. Mit Recht sagt *Faber*, das die Wandelbarkeit des Flusses als das Grundübel anzusehen sei.

Wird andererseits die obere Schutzdecke z. B. durch Baggerung entfernt und eine darunter liegende leichter bewegliche Schicht freigelegt, dann wird die Wandelbarkeit des Flusses zunehmen.

Verfasser hat aus den vorstehenden Darlegungen die folgenden Schlüsse gezogen [18]:

1. Allen geschiebeführenden Wasserläufen — unter Geschiebe soll hier allgemein jede Art von Sinkstoffen verstanden werden — ist die Erscheinung gemeinsam, daß in längeren geraden und schwach gekrümmten Strecken, deren Querschnitt wohl die höheren Wasser, nicht aber das Mittel- und Niedrigwasser genügend zusammenzuhalten

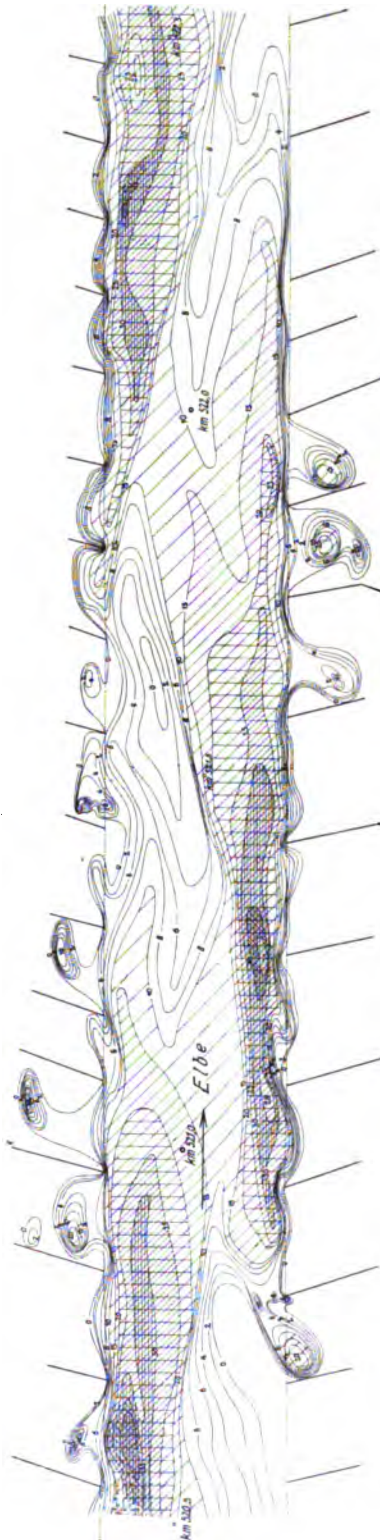


Fig. 261. Elbestrecke km 520,5—522,5. Aufnahme vom Jahre 1908.

vermag, bei Niedrigwasser sich örtliche Geschiebeanhäufungen, sogenannte Geschiebebänke, zeigen.

2. Während Grebenau das Auftreten von Geschiebebänken von der Einmündung geschiebeführender Nebenflüsse abhängig macht, bedarf es nach Lavale dieser Vorbedingung nicht, sobald nur die unter 1. gekennzeichneten Verhältnisse vorliegen.

3. Die Geschiebebänke liegen abwechselnd am rechten und linken Ufer, wobei sie sich entweder hart an das Ufer anschließen oder aber durch eine schmale Rinne von diesem getrennt sind. In letzterem Falle ist die gegenüberliegende breitere Rinne auch die tiefere.

4. Die Geschiebebänke sind durch den Rücken des Überschlages miteinander verbunden, dessen tiefste Einsattelung bei Niedrigwasser gewöhnlich etwa in der Mitte der Stromrinne liegt und hier die Lage des Talweges bestimmt.

5. Über die Bildung dieser Rücken besitzen wir keine zuverlässigen, sondern einander widersprechende Angaben. So sollen nach Grebenau die Kiesbänke des Oberrheins ohne Kreuzung des Talweges stromabwärts rücken, während an der Oder auch bei geraden Flußstrecken eine solche Kreuzung stattfinden soll. Faber spricht endlich von einem »pendelnden« Talweg.

6. Nach jedem Hochwasser zeigen in der Regel die Geschiebebänke eine andere Lage und zwar eine solche, daß der sich zwischen ihnen durchschlängelnde Talweg parallel zu sich selbst stromabwärts verschoben erscheint.

7. Über die Art der Wanderung der Geschiebebänke während des Hochwassers sind zuverlässige Beobachtungen bis jetzt noch nicht gemacht worden. Insbesondere fehlt uns eine zuverlässige Kenntnis darüber, ob die Stromsohle bei Hoch- und Niedrigwasser der Hauptsache nach die gleiche Form zeigt oder nicht.

8. Wenn unmittelbar unterhalb der Einmündungen von geschiebeführenden Nebenflüssen ortsfeste Geschiebebänke sich bilden, so können diese unter gewissen Vorbedingungen bewirken, daß auch in geraden oder schwach gekrümmten Strecken die zwischenliegenden Geschiebebänke stets an dem gleichen Orte zutage treten. In solchen Fällen liegt auf der betreffenden Strecke auch der Niedrigwasser-Talweg ziemlich fest.

9. Durch das Festliegen des Talweges wird die Bildung einer Schutzdecke begünstigt und die Geschiebebewegung verringert.

10. Die Niedrigwassertiefen über den Schwellen im festliegenden Talwege sind stets größer als über den Schwellen im beweglichen Talwege.

11. Es ist zwar möglich, das Mittelwasserbett gerader Flußstrecken so weit einzuengen, daß auf der eingeengten Strecke die Geschiebebänke gänzlich verschwinden, aber nur unter Verschlechterung der Gesamtverhältnisse gegen früher wegen der stets eintretenden Gefälleermäßigung als Folge der Sohlenauswaschung am oberen und Sohlenaufhöhung am unteren Ende.

Verfasser hat ferner im Dresdner Flußbaulaboratorium Versuche über die Bettausbildung gerader Flußstrecken ausgeführt, wegen deren Einzelheiten auf die genannte Quelle [18] verwiesen werden muß. Fig. 262 zeigt den bei Hochwasser aufgenommenen Lageplan einer Versuchsstrecke. Bei dem nachfolgenden Niedrigwasser bildete sich der sich schlängelnde Niedrigwasser-Talweg unter Durchbrechung der Schwellen S aus, während beim Wiederansteigen des Wassers unter gleichzeitiger Sandzuführung alsbald die Rücken bei S wieder aufgeworfen wurden. Dabei wanderte der Sand parallel mit der Strömung, d. h. verschob sich der sich schlängelnde Sandrücken parallel mit sich selbst talwärts. Die wandernden Sinkstoffe wechselten hierbei im allgemeinen nicht ihre Uferseite.

Das Gesamtergebnis der Versuche wurde in folgenden Sätzen zusammengefaßt:

1. In geraden Flußstrecken mit beweglicher Sohle, die von festen Ufern begrenzt und vom Hochwasser in einer diesen gleichlaufenden Richtung durchströmt werden, wandert das Geschiebe ebenfalls in dieser Richtung.

2. Wenn bei zu großem Gefälle das Wasser so tief gefallen ist, daß die Breite des Abflußquerschnittes in bezug auf die Wassermenge zu groß geworden ist, dann laufen bei dieser Wanderung auch ohne das Hinzutreten von geschiebeführenden Nebenflüssen Geschiebebänke auf, die in Form von schrägen Zungen abwechselnd vom einen zum anderen Ufer überschlagen.

3. Nur längs der Böschungen, die diese Zungen flußseitig — stromabwärts — begrenzen, findet eine aber verhältnismäßig unbedeutende Wanderung von Geschieben unter Kreuzung der Stromrinne statt.

4. Das fallende Wasser wäscht in diesen Böschungen senkrecht zu ihrer Richtung den Überschlag der Niedrigwasserrinne aus, die hier ihre geringste Tiefe aufweist.

5. Indem sich die Zungen bei jedem Hochwasser talwärts verschieben, werden auch bei jedem Hochwasser diese Auswaschungsrinnen wieder zugeworfen, um sich bei jedem fallenden Wasser, und zwar jedesmal talwärts verschoben, aufs neue zu bilden.

6. Die Zungen und mit ihnen die Verwerfungen des Niedrigwasser-Talweges verschwinden, wenn entweder die Geschiebezufuhr von oben ermäßigt oder der Abflußquerschnitt eingeengt wird. In beiden Fällen tritt aber in der betreffenden Strecke eine Gefälleermäßigung ein.

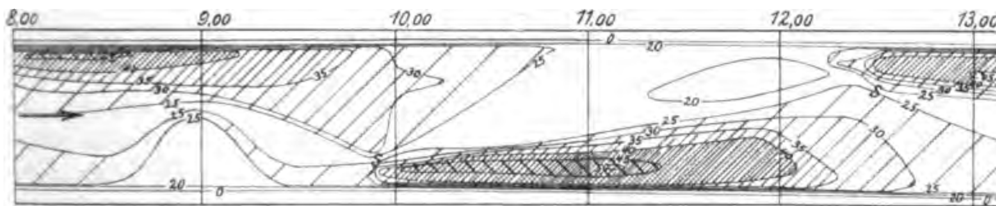


Fig. 262. Nach 5 stündigem Durchfluß.

Wenn auch allgemein die vorgetragenen Erscheinungen überall dort auftreten, wo Wasser in beweglichen Betten abfließt, und sie daher die eigentlichen Wasserläufe umfassen, so weisen doch die äußersten Strecken der letzteren, die ihren Anfang bildenden Wildbäche einer- und ihre Mündungsgebiete andererseits besondere Eigenschaften auf, die bei jenen durch übergroße Gefälle und schroffsten Wechsel in der Wasserführung, bei diesen durch die Einwirkungen des Meeres bedingt werden.

C. Wildbäche.

Sie bilden die Anfänge des natürlichen Entwässerungsnetzes des Gebirges. Ihr übermäßig großes Gefälle bedingt in Verbindung mit der Kleinheit ihres Einzugsgebietes schroffe Wechsel in der Wasser- und Sinkstofführung. Die Bodenabbrüche in ihrem Einzugsgebiete gehen aber oft so plötzlich und zuweilen unter Lösung so großer Massen vor sich, daß sie Stauungen des Baches verursachen, die erst dann eine plötzliche und rasch vorübergehende Abfuhr des Schuttes hervorrufen, wenn der durch sie verursachte hydraulische Druck des gestauten Wassers die zur Fortbewegung der Schuttmassen erforderliche Größe erreicht hat. Den Wildbächen ist daher eine aussetzende, unterbrochene, stoßweise Abfuhr des Schuttes eigentümlich, der sich dann in Form einer breiartigen

Schlamm- und Gesteinsmasse, als Mure, Murgang, Rüfe oder Lava herabwälzt und dort liegen bleibt, wo die zu seiner Fortbewegung erforderliche Stoßkraft wegen mangelnder Geschwindigkeit erlahmt. Nur so erklären sich die großen zeitweise herabkommenden Wassermengen, die zu der Gebietsgröße sowie zu der Regen- und Abflußhöhe in gar keinem Verhältnis stehen. Andererseits ist den Wildbächen eigentümlich, daß sie zu Zeiten andauernder Trockenheit — falls sie nicht von Gletschern und von dem Schmelzwasser des alpinen Schnees gespeist werden — mehr oder minder versiegen, wobei ihre ersten Anfänge, die Runsen und Wasserrisse, gänzlich austrocknen.

Ein Wildbach kann entweder nur eine einzige oder auch mehrere Schluchten haben: in letzterem Falle vereinigen sich diese immer zu einer einzigen Hauptschlucht.

Jeder Wildbach weist folgende drei Hauptteile auf, Fig. 263a und b:

1. Das Einzugs- oder Sammelgebiet *O*.
2. Den schluchtartigen Abfluß- oder Sammelkanal *M*.
3. Den Auswurf- oder Schuttkegel *U*.

Man sieht, daß der Längenschnitt eines Wildbaches der früheren Fig. 248 entspricht und daß er, wegen der noch nicht zum Stillstande gekommenen Auswaschung im Gebiete *O*, falls der Wildbach sich selbst überlassen bleibt, nach einiger Zeit die Lage der gestrichelten Linie (2) in Fig. 263a annehmen würde. Es würde dann unter Verschüttung des Ablaufgerinnes zwischen Schuttkegel und Gebirgsfluß der Schuttkegel bis an das linke Ufer des Gebirgsflusses vorgerückt sein und es ist leicht einzusehen, daß, falls diesem Vorrücken nicht Einhalt getan wird, der Schuttkegel nach Verlauf einer weiteren Zeit den Gebirgsfluß teilweise verschütten, ihn aufstauen und gleichzeitig gegen das gegenüberliegende Ufer drängen würde. Es möge dieser dritte Zustand durch die strichpunktierte Linie (3) des Längenschnittes dargestellt sein.

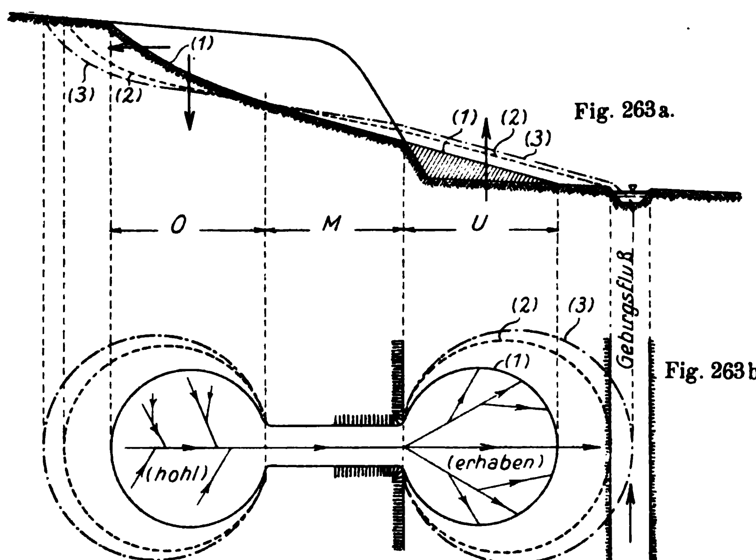


Fig. 263a.

Fig. 263b.

Solange ein Wildbach seinen Schuttkegel noch nicht bis in den ihn aufnehmenden Gebirgsfluß geschoben hat, beschränken sich die mit seinem sich selbst überlassenen Gebahren verbundenen Übelstände auf die Gebiete des Schuttkegels selbst und auf die Hochebenen, welche seine Gebiete *M* und besonders *O* begrenzen. Die Schuttkegel enthalten nämlich auch die fruchtbaren Bodenteile, die aus dem Wildbachgebiete abgeschwemmt sind, und sind daher meistens nicht nur bebaut, sondern tragen auch die Wohnstätten der Talbevölkerung. Die angedeuteten Veränderungen des Schuttkegels, wie sie durch die Wildbachausbrüche hervorgerufen werden, bedeuten daher eine große Gefährdung des Besitzes. In anderer Weise, durch Abrutschungen, sind aber die Wohn-

und Kulturstätten auf den Hochebenen gefährdet, wenn der Erosion in den Gebieten *M* und vor allem *O* nicht Einhalt getan wird.

Ist aber der Zustand (2) oder gar (3) der Fig. 263a eingetreten, dann machen sich die Einwirkungen des ungebändigten Wildbaches auch auf den Gebirgsfluß geltend. Letzterer ist nicht imstande die Geschiebeentleerungen des Wildbaches zu bewältigen, er wird aufgestaut, der nächstliegende Talgrund oberhalb gerät mehr und mehr in den Zustand der Versumpfung, durch die Verschüttung des einen und den Abbruch des gegenüberliegenden Ufers des Gebirgsflusses werden seine Verwilderungen erzeugt oder vermehrt. Es wird daher auch die Nutzung des Talbodens des Gebirgsflusses dadurch in steigendem Grade beeinträchtigt, daß der Gebirgsfluß, in den Zustand der Verwilderung geratend, bald die ganze Breite des Talbodens für seine zahlreichen, ihre Lagen bei jedem Hochwasser ändernden Arme in Anspruch nimmt.

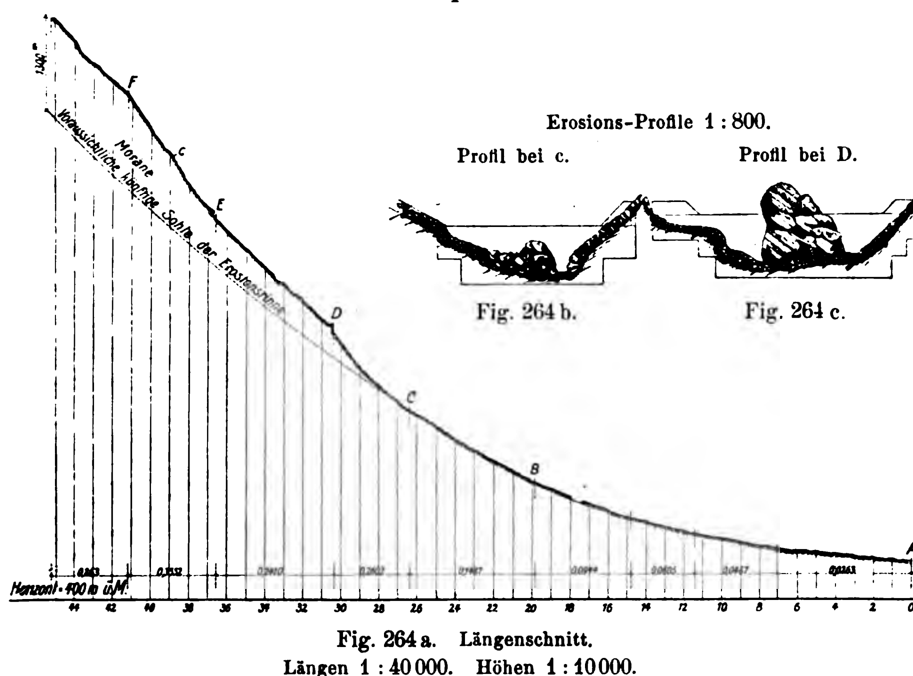


Fig. 264 b.

Fig. 264 c.

Fig. 264 a. Längenschnitt.
Längen 1 : 40000. Höhen 1 : 10000.

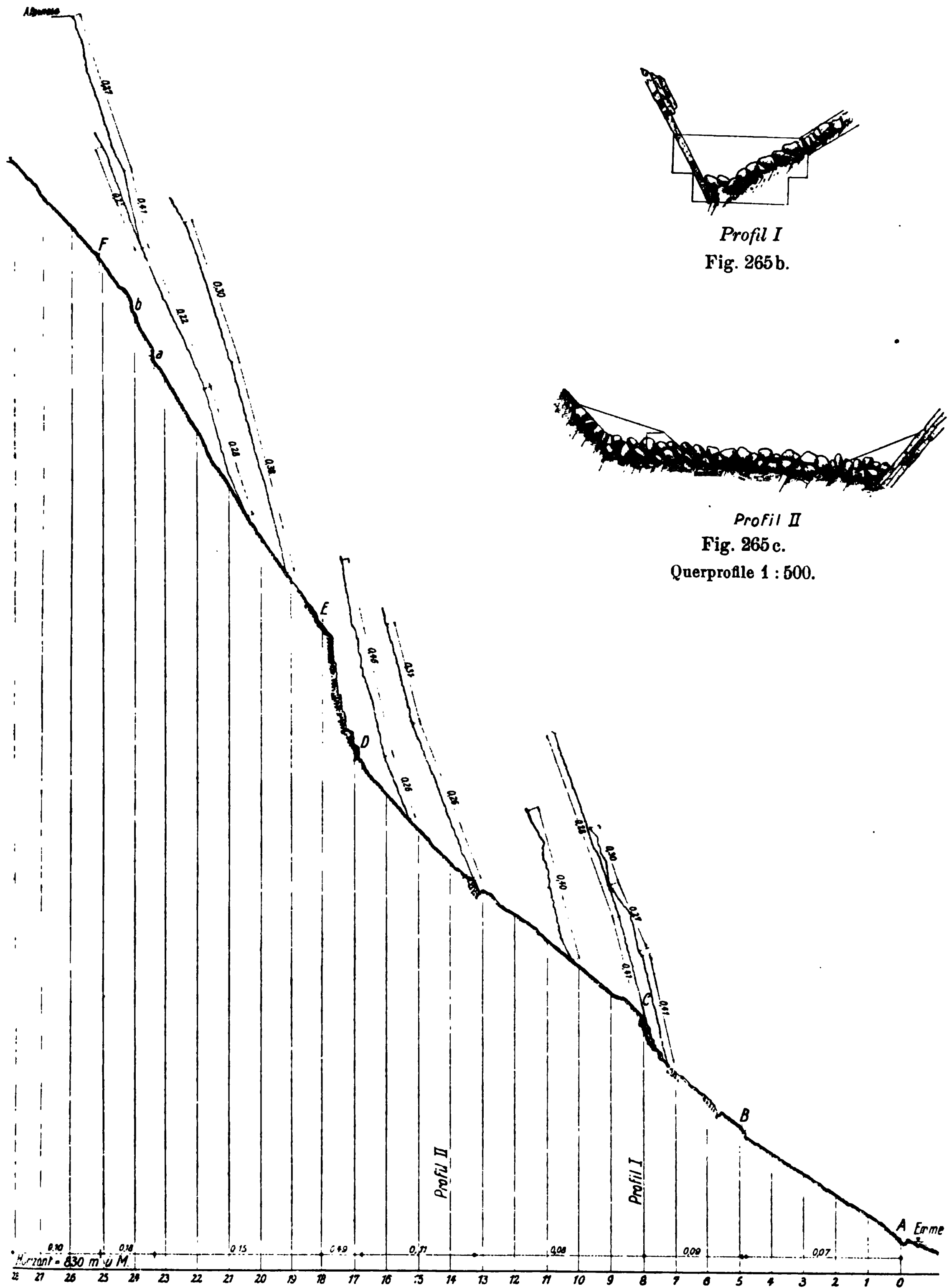
Fig. 264a, b, c bringt nach [19] den Längenschnitt und zwei Querschnitte des Tobelbaches bei Schwyz, als Beispiel eines Wildbaches von der einfachsten Form. *AB* ist das Gefälle der künstlich eingeschränkten Rinne auf dem breiten, schon seit langem bebauten Schuttkegel. Auf der anschließenden Strecke *BC* befindet sich das Bachbett in breitem, verwildertem Zustande; es ist zugleich mit schwerem Geschiebe bedeckt, woraus sich die steilere Gefällelinie ohne Erosion erklärt. In *C* beginnt die Schlucht, in der zufolge des großen Gefälles die Vertiefung der Bachsohle und daher der Einbruch der beiden seitlichen Hänge, die durch diese Vertiefung fort und fort unterhöhlt werden, stark fortschreitet. Bei *D* wird diese Entwicklung zur Zeit gehemmt. Der große im Querschnitte gezeigte Block, der zum wesentlichen Teile diese Hemmung hervorruft, ist aber bereits so tief um- und unterspült, daß er demnächst das Gleichgewicht verlieren und stürzen wird, was das weitere Vorrücken der Erosion von diesem Punkte aufwärts zur Folge haben wird. Einstweilen befindet sich die Strecke *DE* noch im Zustande des Gleichgewichtes, der sich durch die von *D* als dem unteren zeitweilig

unveränderlichen Punkte nach aufwärts fortschreitende Vertiefung ausgebildet hat und sich in dem weniger starken Gefälle ausgedrückt findet. Dagegen ist auf der Strecke *EcF* der Gleichgewichtszustand noch nicht eingetreten, vielmehr ist wegen des zu großen Gefälles die Erosion noch in vollem Gange. Oberhalb *F* hat die Erosion noch nicht begonnen, wird aber auch von dort weiter bergwärts fortschreiten, da die von *E* nach aufwärts vor sich gehende Vertiefung sich notwendig über den Punkt *F* fortpflanzen muß, wenn sie dort die etwaige Festigkeit des Bodens nicht hemmt. Ohne die letztere Voraussetzung wird die Erosion oberhalb von *C* erst dann aufhören, nachdem sich das gestrichelte Gleichgewichtsgefälle ausgebildet haben wird.

Der Längenschnitt und die Querschnitte der Fig. 265a, b und c — Steinibach bei Flühli — sind der gleichen Quelle entnommen. Hier zeigt der Längenschnitt eine Reihe von Stufen, die durch Bodenwiderstände von verschiedener Dauer verursacht sind. Die Stufe bei *a* ist aus aufeinander gehäuften großen Steinen und die bei *b* aus Bäumen gebildet, die in die enge Erosionsrinne gefallen und dort verschlammt sind. Oberhalb solcher Hindernisse zeigt sich stets eine Verflachung des Gefälles. *AB* ist der Schuttkegel, *BC* eine aufeinander getürmte Masse von großen Blöcken, deren Gleichgewicht durch Unterspülung gestört werden kann, *CD* eine schon in der Schlucht liegende Bachstrecke mit breiter Sohle, auf der das Gefälle soweit vermindert ist, daß keine Sohlenvertiefung eintritt, während die Füße der beiderseitigen Hänge noch stark angenagt und ausgewaschen werden. Auf der Strecke *DE* liegt der Bach auf nicht sehr widerstandsfähiger Molasse, weiter auf der Strecke *EF* auf Moränenschutt, in den er sich zufolge des noch zu starken Gefälles einschneidet und dadurch erhebliche Bodenbewegungen veranlaßt. — Solange eine Bachrinne sich nach unten einschneidet, ist sie schmal, sobald aber diese Einsenkung aufhört, beginnt ihre seitliche Erweiterung. Letztere Erscheinung findet darin ihre Erklärung, daß nach dem Entstehen des kleineren Gefälles häufig oberhalb abgebrochene schwere Geschiebe wenigstens vorübergehend in der Rinne liegen bleiben und das Wasser zwingen, sich seitlich einen Ausweg zu schaffen. Die nunmehr auftretenden Querströmungen verursachen die Unterspülung und den Einsturz des angefallenen Hanges. Die an diesem entstehenden Bodenabbrüche sind wieder die Ursache der Rückströmung nach der anderen Seite mit den gleichen Folgen für diese, und so wiederholen sich oft Ursachen und Wirkungen auf längeren Strecken.

Das Abbrechen des Fußes eines Hanges veranlaßt auch die Störung des Gleichgewichtes in seinem nächst oberen Teile. Diese Gleichgewichtsstörung und mit ihr das Nachsinken des Bodens muß daher, je länger die Abspülung des Fußes an der gleichen Stelle fortdauert, sich immer weiter hinauf fortpflanzen. Auch bei diesem Bache ist die oberste schwach geneigte Strecke noch nicht von der Erosion ergriffen, die sich aber über kurz oder lang einstellen wird, da der Punkt *F* bei dem starken Gefälle der anschließenden unteren Strecke nur vorübergehend den Endpunkt der Erosion bildet.

Auf den Strecken, auf denen der Gleichgewichtszustand zwischen der Wasserwirkung und dem Widerstand der Sohle noch nicht eingetreten, die letztere also noch in der Vertiefung begriffen ist, finden wir im wesentlichen die gleichen Bodenbewegungen wie bei der seitlichen Unterwaschung, da mit dem Einsinken der Sohle ebenfalls die Böschungsfüße ihren Halt verlieren, wodurch in gleicher Weise wie bei seitlicher Unterspülung das Gleichgewicht in den Hangböschungen gestört wird. Je länger dieser Vorgang andauert, desto mehr vertieft sich die Rinne, desto größer wird die Höhe der Böschungen, bis man es schließlich mit einer Schlucht und mit hohen Bruchhalden zu tun hat.



Profil I
Fig. 265b.

Profil II
Fig. 265c.
Querprofile 1 : 500.

Fig. 265a. Steinibach bei Flühli.

Wenn auch die erste Veranlassung zu den Abrutschungen in den Seitenhängen der Wildbachschluchten und -Kessel in der durch Unterspülung verursachten Gleichgewichtsstörung zu erblicken ist, so werden dort, wo das Tagewasser von oben in den Boden bis auf eine undurchlässige Schicht einsickert und einen nur mangelhaften Abfluß findet, durch den hydrostatischen Druck des gestauten Sickerwassers die Rutschungsvorgänge wesentlich erleichtert.

D. Flußmündungen.

§ 1. Allgemeines.

Die an der Mündungsstelle bestehenden gegenseitigen Einwirkungen zwischen Fluß und Meer sind außerordentlich mannigfaltig, da sie sowohl von der Beschaffenheit des Küsten- und Meeresgebietes, als auch von den Eigenschaften des Flusses abhängen. So ist es für das Verhalten der Mündung von Bedeutung, ob die Küste an der Mündungsstelle eine Bucht bildet, ob sie geradlinig verläuft oder vorspringt, ob die Meerestiefe allmählich oder plötzlich zunimmt. Ferner kommen in Frage die Ursache, Richtung und Stärke der Küstenströmung, die Richtung und Stärke der vorherrschenden Winde, die Wirkung der Wellen, die Häufigkeit und Größe des Wasserstandwechsels des Meeresspiegels und endlich die Dichte des Seewassers. Andererseits sind die Verhältnisse der Flüsse ebenso mannigfaltig. In dieser Hinsicht sind von Bedeutung die Größe und Schwankungen der Abflußmengen, die Art und Menge der vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe, die Größe und die Schwankungen des Spiegelgefälles unmittelbar oberhalb der Mündung.

Dementsprechend finden wir eine außerordentlich große Mannigfaltigkeit in der Bildung und dem Verhalten der Flußmündungen. L. Franzius sagt sehr treffend [20]:

»Es gibt kleine Flüsse mit weiten und tiefen Mündungen oder Fluttrichtern, in welchen die Flut des Meeres mit Heftigkeit ein- und ausströmt und auf der anderen Seite münden große Ströme ins Meer, bei denen gerade die eigentliche Mündung die seichteste Stelle bildet, indem ausgedehnte Sandbänke, Barren, den nach oben hin tiefen Fluß von dem gleichfalls tiefen, offenen Meere trennen.« Zu den ersteren Flüssen gehören die meisten englischen, die deutschen Flüsse Weser und Elbe, die französischen Flüsse Loire und Gironde: sie erhalten, je näher dem Meere, eine desto größere Weite und Tiefe. Wo die Flut diese Bildung verursacht, wird die trichterförmige Erweiterung das Ästuarium oder das Flutgebiet genannt. Unter die Ströme der zweiten Gattung fallen z. B. der Mississippi, der Nil usw., von ungeheurem Wasser- und Sinkstoffreichtum. Sie lassen in ihren seichten Mündungen die Sinkstoffe fallen und erzeugen immer weiter meerwärts fortschreitende Anlandungen, die sogenannte Deltabildung.

Zwischen diesen Grenzfällen finden wir zahlreiche Zwischenstufen, so den Rhein mit seinen großen Deltas, zugleich aber auch mit kleineren oder größeren Fluttrichtern in seinen einzelnen Deltaarmen. Bei anderen Flüssen finden sich vor der eigentlichen Mündung ausgedehnte Untiefen, zwischen denen einzelne tiefe Rinnen ausgewaschen sind.

L. Franzius unterscheidet, indem er von solchen Fällen absieht, bei denen ein Fluß seine Sinkstoffe ganz oder nahezu in Becken ablagert, die nahe oberhalb der eigentlichen Mündung liegen, an der genannten Stelle drei Hauptfälle:

1. Es sind eigentliche Deltas ohne irgendwelche Fluttrichter überall da vorhanden, wo die Flutwirkung ganz fehlt oder nur verhältnismäßig schwach ist, so z. B. am Mississippi, am Nil, an der Donau, der Rhone usw.

2. Es sind trotz wirklicher und seewärts fortwährend anwachsender Deltas in den einzelnen Armen Fluttrichter vorhanden, wenn die Flüsse groß und reich an Sinkstoffen, zugleich aber mit einer starken Flut an der Mündung behaftet sind, so z. B. am Orinoko, Indus, Ganges, Irawadi usw.

3. Es erscheinen endlich große Fluttrichter ohne jede Deltabildung, wo kleineren oder mäßigen Flüssen eine große Flutwirkung gegenübersteht.

Es ist das Verdienst von L. Franzius, das Gesetz klar ausgesprochen zu haben, daß, je größer und sinkstoffreicher der Fluß ist, desto größer die Flut sein muß, um eine Deltabildung zu verhindern und einen Fluttrichter zu schaffen, oder mit anderen Worten: daß das Verhältnis zwischen der Mächtigkeit des oberen Flusses und der Stärke der Flut entscheidet, ob die Mündung mehr das Bild eines Deltas oder das eines Fluttrichters zeigt.

Indem wegen der Einwirkung der Wellen auf die Küstenbildung und die Erzeugung einer Küstenströmung auf die Ausführungen im fünften Teile verwiesen wird, sei hier noch hervorgehoben, daß, wenn die ausgehende Strömung einer Flußmündung mit einer Küstenströmung zusammentrifft, die von dieser längs des Strandes mitgeführten Sinkstoffe seewärts abgelenkt und wegen der durch den Zusammenprall beider Strömungen hervorgerufenen Geschwindigkeitsverminderung abgelagert werden. Sie geben dann zur Bildung einer Barre in der Außenmündung Veranlassung. Auf solchen Barren besteht ein fortwährender Kampf zwischen den Wellen, welche die Sinkstoffe uferwärts tragen wollen, und der ausgehenden Strömung, die sie seewärts führen will. Die Bedingungen, unter denen sich solche Barren bilden, sind nach David Stevenson die folgenden:

1. Das Vorhandensein von Sand oder Schlick oder von ähnlichen, leicht beweglichen Sinkstoffen.

2. Wasser von solcher beschränkter Tiefe, daß Sturmwellen den Grund noch aufwühlen können.

3. Eine solche Küstenlage, daß Wellen von solcher Höhe erzeugt werden können, daß sie den Grund aufzuwühlen vermögen.

Die äußeren Umstände, unter denen sich solche Barren gebildet haben, stellen in ihrem Zusammenwirken eine Gleichgewichtsbedingung dar zwischen den verschiedenen einander entgegen arbeitenden Kräften.

§ 2. Flußmündungen ohne Ebbe und Flut.

Würde der Meeresspiegel in unveränderter Höhenlage verbleiben, dann müßte auch der Mündungsquerschnitt der gleiche bleiben, da er offenbar nicht von der Wasserführung des Flusses, sondern lediglich von der Höhe des Meeresspiegels abhängt. Ein und derselbe Querschnitt müßte daher sowohl die Kleinst-, als auch die Größtwassermenge durchlassen. Nimmt aber die Wassermenge zu, dann muß wegen der Unveränderlichkeit des Querschnittes eine entsprechend größere Durchflußgeschwindigkeit erzeugt werden und das ist nur möglich durch eine Verstärkung des Gefälles. Wir haben daher bei Hochwasser auf der letzten Mündungsstrecke eine Senkungskurve, unter deren Einwirkung sich so starke Strömungen und Bettangriffe ausbilden, daß das Flußbett vertieft und verbreitert wird. Würde das Hochwasser lange genug andauern, dann müßte sich schließlich ein Gleichgewichtsgefälle einstellen. Durch die auswaschende Tätigkeit des Hochwassers ist dem Niedrigwasser ein zu großes Bett verschafft worden, das Gefällebedürfnis bei Niedrigwasser ist daher ein kleines: die Gefällelinie des

Niedrigwassers ist somit annähernd das Spiegelbild der des Hochwassers: sie ist hohl nach oben.

Für die Bildung der Barren vor der Mündung kommt nur die auswaschende Tätigkeit des Hochwassers in Frage. Bei Niedrigwasser erfolgt nur die vorhin beschriebene Ablagerung der von der Küstenströmung herangeführten Sinkstoffe, bei Hochwasser gesellen sich zu diesen die vom Flusse in die See getragenen Sinkstoffe. Fällt die Mündung in eine seichte sandige Küste mit geringer Küstenströmung, dann steigert sich die Barrenbildung zu einer Deltabildung, wenn nicht die Sinkstoffe des Flusses, bevor sie die eigentliche Mündung erreichen, in einem Binnensee zur Ablagerung gelangen. Bei steiler, felsiger Küste oder bei lebhafter Küstenströmung und kleinen Sinkstoffmengen findet gar keine oder nur eine in kurzen Zeiträumen kaum wahrnehmbare Deltabildung statt.

Die Deltabildung ist in erster Linie der Ablagerung der Flußsinkstoffe zuzuschreiben, die wegen mangelnder Räumungskraft seewärts vor der Mündung sich ablagern. Dorthin, wohin der Fluß seine Hauptwassermasse, insbesondere bei Hochwasser, ergießt, wirft er gleichzeitig auch die Hauptmasse seiner Sinkstoffe, er versperrt sich daher in der Richtung seines jeweiligen Hauptabflusses seinen Weg. Das folgende höhere Wasser findet die inzwischen zur festen Ablagerung gelangten Sinkstoffe in dem Hauptarme des vorigen Hochwassers vor: es wird daher aufgestaut bis zu der Höhe, die zur Erzeugung des den vermehrten Abflußhindernissen entsprechenden größeren Gefälles erforderlich ist. Dabei sind zwei Fälle denkbar und möglich. Entweder vollzieht sich unter der Wirkung des anfänglich vermehrten Druckgefälles der Abfluß in der alten Richtung: dann wird in dieser eine abermalige Ablagerung von Sinkstoffen unter abermaliger Verlängerung des Armes entstehen, und das nächste höhere Wasser wird vielleicht so hoch aufgestaut werden, daß es sich ein neues seitliches Abflußgerinne schafft. Oder das seitliche Ausbrechen stellt sich schon beim zweiten Hochwasser ein. Das geschilderte Spiel wiederholt sich bei jedem Hochwasser, das Delta verbreitert und erhöht sich und schiebt sich so wie der Auswurfkegel eines Wildbaches allmählich seewärts vor. Die Flußmündung zeigt, genau so wie auf dem verwilderten Wildbachschuttkegel, eine große Zahl von Rinnsalen, von denen keines dauernd den Hauptabflußarm darstellt.

Es ist noch eines wichtigen Umstandes Erwähnung zu tun, der die Bildung der Barren vor den Flußmündungen begünstigt. Die vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe lagern sich auch dann ab, wenn die Strömung verlangsamt wird durch die Berührung des ausströmenden Flußwassers mit dem dichteren Seewasser, über welches das Flußwasser sich allmählich ausbreitet. Die schwereren Sinkstoffe, die von der Strömung auf der Flußsohle vorwärts bewegt werden, bleiben fest liegen, sobald das leichtere Flußwasser bei der Begegnung mit dem schwereren Seewasser in die Höhe steigt, während die leichteren, in den oberen Wasserschichten schwebenden und schwimmenden Stoffe von dem Flußwasser in das Meer hinausgetrieben werden. Es hängt daher die Barrenbildung vor der Mündung und das Vorrücken des Deltas sowohl von der Art und Menge der Sinkstoffe des Flusses ab, als auch von dem Dichtenunterschiede zwischen Fluß- und Seewasser.

Mündet ein Fluß nicht unmittelbar in das Meer, sondern durchfließt er eine seenartige Erweiterung (Haff, Lagune), dann wirkt diese Erweiterung zunächst wie ein großes Klär- oder Absetzbecken, da die Flußsinkstoffe in ihm wegen mangelnder Geschwindigkeit zur Ablagerung gelangen. Das Vorhandensein eines solchen Beckens wirkt

also in günstigster Weise auf die Tiefhaltung der eigentlichen Mündung ein. Daneben erfüllen aber solche Becken noch eine zweite wichtige Aufgabe. Bei starken auflandigen Winden wird das Seewasser durch die Mündung in das Becken hineingetrieben und dadurch dessen Wasserfüllung erheblich vergrößert. Springt der Wind um, dann fließt das zuvor eingetriebene Wasser durch die Mündung wieder aus, wobei diese um so kräftiger ausgewaschen wird, je größer der anfängliche Höhenunterschied zwischen den Wasserspiegeln in dem angefüllten Becken und dem Meeresspiegel ist. Der auf diese Weise ausgewaschene kurze Verbindungsarm zwischen dem Haff und der See wird an der Ostsee treffend mit »Tief« bezeichnet.

§ 3. Flußmündungen im Flutgebiete.

Die Flutwelle in den Flußmündungen.

Die Veränderungen, welche die ozeanische Flutwelle in der Nähe der Küsten und in seichtem und engem Wasser erleidet, zeigen sich in gleicher Art, aber in besonders ausgeprägtem Maße in den Flußmündungen. Tritt die Flutwelle in eine Flußmündung, so wird ihre Bewegung im ganzen verzögert, und, da sich ihr Fuß in seichterem Wasser bewegt als ihr Scheitel und deshalb von Seiten des Flußbettes stärkere Widerstände erfährt, so wird, während die Welle stromaufwärts schreitet, ihr Fuß stärker verzögert als ihr Scheitel. Die Dauer der Flut wird daher kürzer, die Dauer der Ebbe länger, je weiter die Welle stromaufwärts kommt. Scheitel- und Fußpunkt nähern sich einander mehr und mehr, bis endlich die Dauer der Flut und daher auch die Flutgröße gleich Null wird. Dieser von der Flutwelle durchlaufene Teil des Flusses heißt das Flutgebiet oder das Ästuarium.

An einem Ort im Flutgebiete ist Hochwasser, Niedrigwasser, Flut oder Ebbe, je nachdem der Scheitel, Fußpunkt, vordere oder hintere Abhang der Flutwelle sich vor dem Orte befinden. Auf beiden Abhängen dieser Welle bilden sich Strömungen aus, die einander entgegen gerichtet sind. Die Strömung auf dem vorderen Abhange, also in der Richtung des Fortschreitens der Welle, heißt Flutstrom, die auf dem hinteren Abhange Ebbestrom.

Die Grenze des Flutgebietes ist nicht zu verwechseln mit der Grenze des Flutstromes: letztere liegt stets flußabwärts von der ersteren. Oberhalb der Grenze des Flutstromes herrscht beständig Ebbestrom, dessen Geschwindigkeit jedoch während der Tide fortwährend wechselt.

Während im offenen freien Meere die Flutwelle aus der Flutkurve erhalten wird, wenn man die Endpunkte der letzteren um die Wellenlänge voneinander entfernt, ist im Flutgebiete die Form der Flutwelle in jedem Augenblicke eine andere und von der der Flutkurve sehr verschieden. Aber auch hier lassen sich die Flutwellen aus den Flutkurven entwickeln, wenn man aus diesen die gleichzeitig an verschiedenen Orten des Flutgebietes beobachteten Pegelstände in das Längenprofil des Flusses einträgt.

Außer der Geschwindigkeit, mit der Scheitel und Fußpunkt einer Flutwelle fortschreiten, sind von besonderer Bedeutung die Linien, in denen sie fortschreiten. Sie heißen Hoch- und Niedrigwasserlinie. Sie sind also die geometrischen Orte des Scheitels und Fußpunktes der Flutwelle und die Einhüllenden der Flutwellen. Ist, Fig. 266, A die Grenze des Flutgebietes für eine bestimmte Tide, die Lotrechte durch SF die Mündung, SF die Flutgröße dieser Tide an der Mündung, und bewegen sich Scheitel- und Fußpunkt der Flutwelle in den gestrichelten Linien SA und FA, dann

ist SA die Hochwasserlinie und FA die Niedrigwasserlinie. Der Verlauf dieser Linien bildet das hauptsächlichste Kennzeichen der Eigenschaften eines Flutgebietes, von ihm hängt die Flutgröße an den einzelnen Punkten des Flutgebietes ab. Diese kann die Flutgröße an der Mündung übersteigen. Die Linien SA und FA sind, wie die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle, von den Hindernissen abhängig, die der Flutentwicklung entgegenstehen, d. h. von der Form und Beschaffenheit des Strombettes, der Ufer und von dem Stromgefälle. Je nach diesen bedingenden Umständen findet bald ein Aufsteigen, eine Senkung oder ein wagerechtes Fortschreiten statt.

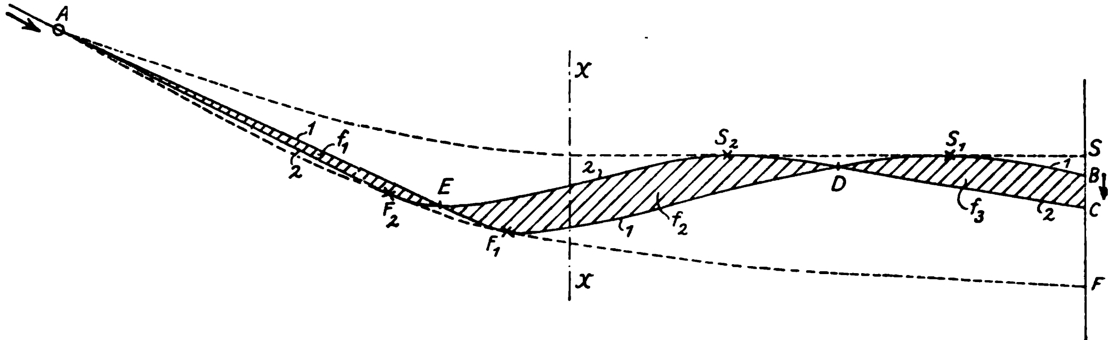


Fig. 266.

In großen Strömen mit einheitlichem, breitem und tiefem Bett und daher auch mit schwachem Gefälle weicht die Hochwasserlinie im allgemeinen nicht sehr von der Wagerechten ab.

In Flüssen, die durch Inseln und Sandbänke zerrissen sind, mit scharfen Krümmungen und seichtem Bett, d. h. in verwilderten Flutgebieten, senkt sich gewöhnlich die Hochwasserlinie, so daß die Flutgröße stromaufwärts schnell abnimmt. Dieses Senken der Hochwasserlinie und schnelle Abnehmen der Flutgröße zeigt sich stets in den kleinen Nebenflüssen, die im Flutgebiete in den Hauptstrom einmünden.

Steht einer kräftigen Flutwelle ein starkes Stromgefälle bei geringer Wassertiefe entgegen, dann wird die fortschreitende Bewegung des Fußpunktes unter Umständen so sehr verzögert und das nachdrängende Wasser wächst so rasch hinter dem Fußpunkte, daß ein Teil des vorderen Abhanges der Flutwelle lotrecht und sogar überstürzend wird. Das ist die Erscheinung des Bore oder Mascaret.

Die Erscheinungen der Flutwelle ändern sich von Tide zu Tide, weil weder der Oberwasserzufluß — unter diesem ist das vom Flusse gelieferte Wasser zu verstehen — noch die Flutgröße vor der Mündung gleichbleibend sind. Soweit die letztere durch die Richtung und Stärke des Windes beeinflußt wird, ist sie nicht im voraus zu bestimmen. Auflandige Stürme können besonders hohe Fluten, sog. Sturmfluten, hervorrufen, die namentlieh bei Springtide ganz außerordentliche Höhen erreichen können.

Es sei zunächst die Flutgröße an der Mündung gleichbleibend und nur die Wassermenge des oberen Zuflusses, des sog. Oberwassers, veränderlich. Dann steigt an der bisherigen Grenze des Flutgebietes mit zunehmender Oberwassermenge der Wasserspiegel, während er daselbst bei abnehmender Zuflußmenge fällt. Es müssen sich daher bei steigendem Oberwasser die Grenzen des Flutgebietes und des Flutstromes flußabwärts, bei fallendem Oberwasser flußaufwärts verschieben. Gleichzeitig werden die Niedrigwasser- und Hochwasserlinie bei steigendem Oberwasser gehoben, bei fallendem gesenkt, und zwar in beiden Fällen die Niedrigwasserlinie um einen größeren

Betrag als die Hochwasserlinie, so daß die Flutgröße bei steigendem Oberwasser verkleinert, bei fallendem Oberwasser vergrößert wird. Die Einwirkungen des veränderlichen Oberwasserzuflusses verschwinden flußabwärts mehr und mehr und sind in der Nähe der Mündung und bei größeren Flutgebieten schon erheblich oberhalb dieser nicht mehr wahrnehmbar: vgl. Fig. 267, Unterelbe.

Sind bei gleichbleibendem Oberwasserzufluß die Fluten an der Mündung verschieden groß, dann laufen die höheren Fluten weiter stromauf als die niedrigeren. Auch ist bei höheren Fluten an allen Punkten des Flutgebietes die durchfließende Wassermenge größer als bei kleineren Fluten.

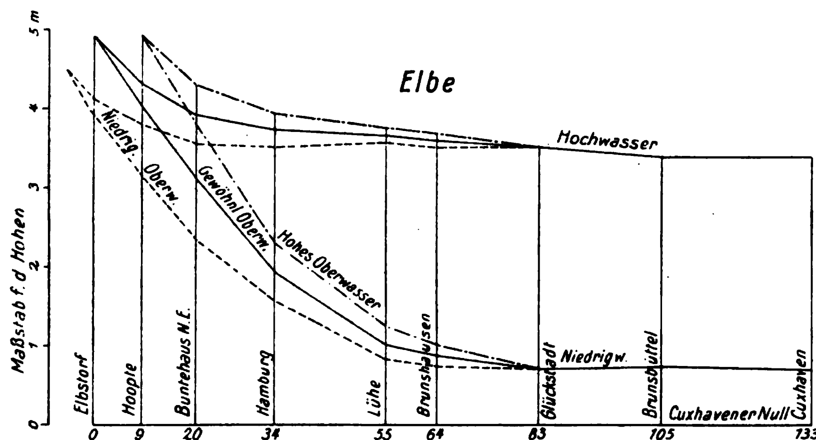


Fig. 267.

Während im offenen Meere der Scheitel der Welle der Springflut sich um das gleiche Maß über dem der tauben Flut erhebt wie ihr Fußpunkt sich unter den der tauben Flut senkt, verändert sich diese Erscheinung im Flutgebiete. Je weiter flußaufwärts, um so näher rückt der Niedrigwasserstand der tauben Flut dem der Springflut. Dann kommt ein Punkt, wo beide Niedrigwasser in gleicher Höhe sind, und weiter flußaufwärts kehrt sich das Verhältnis um: das Niedrigwasser der tauben Flut sinkt tiefer als das der Springflut. Das Hochwasser der Springflut bleibt aber stets über dem der tauben Flut. Auch sind die Flutgrößen bei Springflut größer als bei der tauben Flut. Fig. 268 gibt ein Beispiel dieser Verhältnisse (Gironde und Garonne).

J. Dalmann [21], dem wir überhaupt die erste grundlegende Arbeit auf diesem Gebiete zu verdanken haben, weist zur Erklärung dieser Erscheinung darauf hin, daß die einer tauben Flut folgenden Fluten nach und nach höher werden, bis endlich die höchste Flut, die Springflut, eintritt und einen Ebbespiegel vorfindet, der einem höheren Oberwasser zu entsprechen scheint, tatsächlich aber nur von dem in größerem Maße eingeströmten und weiter aufwärts geführten Flutwasser herrührt.

Bei gleichem Oberwasserzufluß und gleicher Flutentwicklung an der Mündung werden übrigens nur dann im Flutgebiete gleiche Tiden auftreten, wenn auch die vorangegangenen Fluten die gleichen waren.

Ist die Flutgröße an der Mündung nur klein, dann können Richtung und Stärke des Windes die Unterschiede der Spring- und tauben Tiden zuweilen völlig aufheben, wie z. B. an der deutschen und holländischen Nordseeküste.

In Wirklichkeit sind nun sowohl der Oberwasserzufluß als auch die Flutgrößen an der Mündung veränderlich, so daß die tatsächlich auftretenden Erscheinungen äußerst

verwickelt werden und die Untersuchung der Flutwelle im Flutgebiete der Flüsse nur auf Grund zahlreicher und sorgfältiger Beobachtungen und Messungen an selbstschreibenden Flutmessern möglich ist.

Gironde und Garonne.

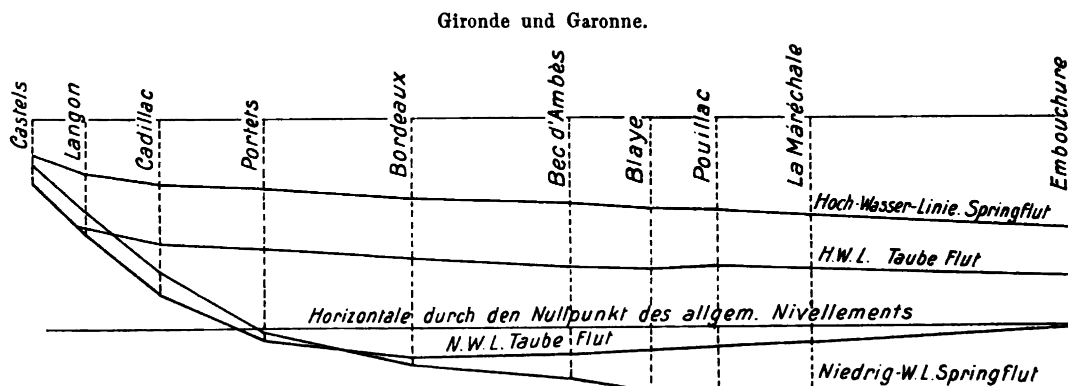


Fig. 268. Hoch- und Niederwasserlinien, am 19. und 26. September 1876.

Bestimmung der Wassermenge.

Während eines gewissen Zeitraumes von t Sekunden sei bei fallendem Wasser in der Mündung, Fig. 266, der dortige Wasserspiegel um BC gesunken. Dem Anfange dieses Zeitraumes entspreche die Flutwelle 1, dem Ende die Flutwelle 2. Dann ist während dieser Zeit t der Raum DS_2EF_1 mit Wasser gefüllt worden, während die Räume BS_1DC und EAF_2E wasserfrei geworden sind.

Sind f_2, f_3 und f_1 die Inhalte dieser Flächen, dann ist in der Zeit t, in der sich der Scheitel der Flutwelle von S_1 nach S_2 und ihr Fußpunkt von F_1 nach F_2 bewegt hat, in SF für einen Meter Strombreite ausgeflossen die Wassermenge

$$Q_M = f_3 - f_2 + f_1 + qt,$$

wenn q den sekundlichen Oberwasserzufluß für einen Meter Strombreite während der Zeit t bezeichnet.

An einer anderen Profilstelle XX ist während des gleichen Zeitraumes t für einen Meter Strombreite abgeflossen

$$Q_x = -f_l + f_1 + qt,$$

wenn f_l die links (stromauf) des Schnittes XX liegende Teilgröße der Fläche f_2 bezeichnet.

Führt man allgemein die Senkungsflächen f_s mit positiven und die Hebungsflächen f_h mit negativen Vorzeichen ein, dann ist allgemein

$$Q = \Sigma(f_s) - \Sigma(f_h) + qt. \tag{4}$$

In dem Querschnitt herrscht Ebbestrom, kein Strom oder Flutstrom, je nachdem

$$\Sigma(f_s) + qt - \Sigma(f_h) \gtreqless 0$$

ist.

Wenn man die sämtlichen Hebungen des Wasserspiegels während der Zeit t oberhalb eines Querschnittes bis zur Flutgrenze mit h, die gleichzeitigen Senkungen mit s und die Wasseroberflächen mit o bezeichnet, dann nimmt Gleichung (4) die Form an

$$Q = \Sigma(os) - \Sigma(oh) + qt. \tag{4a}$$

Bezeichnen b, b_1 ... die mittleren Wasserspiegelbreiten einer Anzahl im gegenseitigen Abstande l gelegener Stromquerschnitte, sind ferner die Senkungen und Hebungen

des Wasserspiegels während der Zeiteinheit $\pm d$, $\pm d_1 \ldots\ldots$, dann ist die Durchflußmenge Q in dieser — beliebig zu wählenden — Zeiteinheit in irgend einem Querschnitte

$$Q = \Sigma \pm \left(\frac{d + d_1}{2}\right) l \frac{b + b_1}{2} + qb. \qquad (5)$$

Es ist zu beachten, daß jede Wassermengenberechnung im Flutgebiete an der in der betreffenden Tide beobachteten Flutgrenze beginnen muß und sich bis zu dem betreffenden Durchflußquerschnitte stromabwärts zu erstrecken hat. In dem vorstehenden Ausdrucke bezieht sich also die Summenbildung auf alle oberhalb bis zur Flutgrenze liegenden Stromquerschnitte.

Die Eigenart dieser wichtigen und grundlegenden Rechnungen wird zweckmäßig durch ein Zahlenbeispiel erläutert werden, dessen Unterlagen einem Aufsatze von Löhmann [22] entnommen sind. Fig. 269 gibt nach einer Messung vom 1. und 2. August 1854 einige Flutkurven der Elbe wieder, während die Fig. 270a, b und c, außer der Hoch- und Niedrigwasserlinie noch die von diesen Linien eingehüllten, aus den Flutkurven entwickelten stündlichen Flutwellen 0, 1, 2, 3 usw. der betreffenden Tide enthalten. Durch Zerlegung der Flutwellenlinien in die drei Sonderfiguren wurden die zur Berechnung erforderlichen Maßstabgrößen erhalten, die in den nachstehenden Rechnungen zum Ausdrucke gelangen[1]).

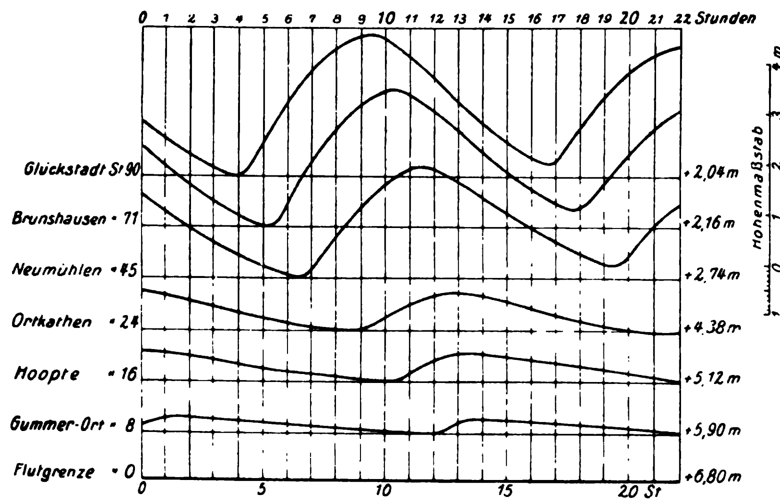


Fig. 269.

1. Bestimmung der Wassermenge, die in der 4. bis 5. Stunde bei Station 45 durchfließt.

$$Q = \frac{0 + 2\,\text{mm}}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8\,\text{km} \cdot \frac{400 + 520\,\text{m}}{2} = 46000\ \text{cbm}$$

$$+ \frac{2 + 6{,}8\,\text{mm}}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8\,\text{km} \cdot \frac{520 + 640\,\text{m}}{2} = 246000\ \text{»}$$

$$+ \frac{6{,}8 + 8\,\text{mm}}{2} \cdot \frac{100}{8} \cdot 8\,\text{km} \cdot \frac{640 + 800\,\text{m}}{2} = 523000\ \text{»}$$

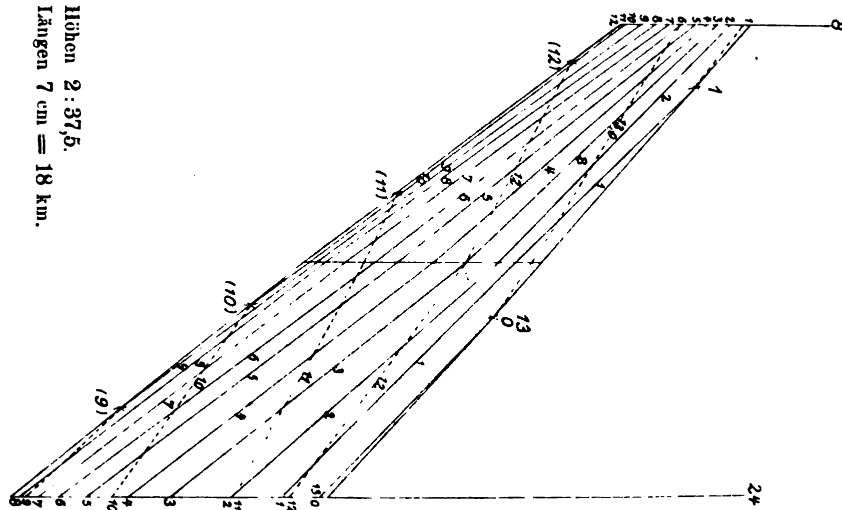
$$+ \frac{4 + 7{,}4\,\text{mm}}{2} \cdot \frac{100}{4} \cdot 21\,\text{km} \cdot \frac{800 + 1350\,\text{m}}{2} = 3218000\ \text{»}$$

Dazu der stündliche Oberwasserzufluß = 1800000 »

Zusammen 5843000 cbm

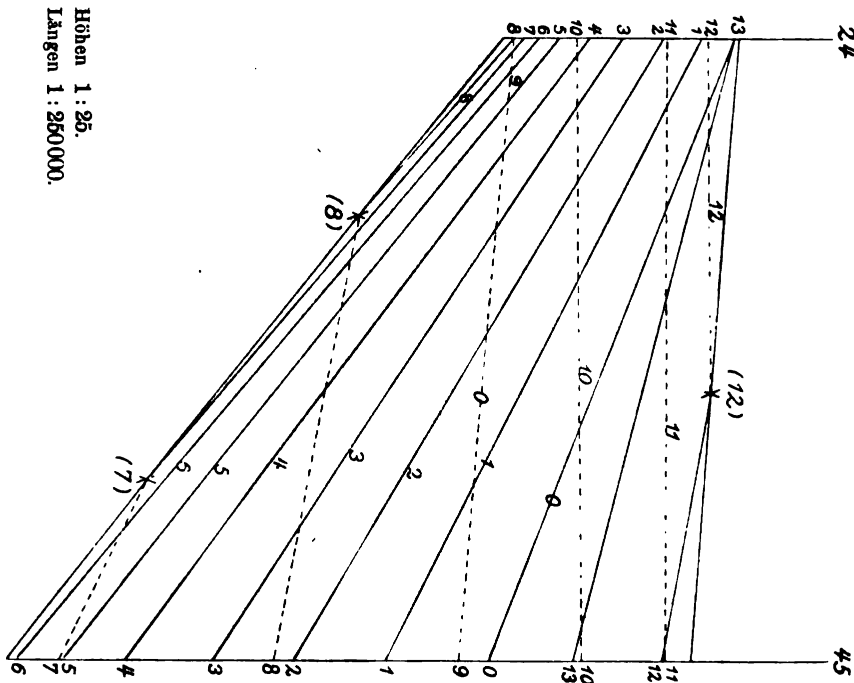
---

1) Fig. 270a ist um $^2/_3$, Fig. 270c um $^3/_4$ der für die Rechnungsansätze benutzten Figuren verkleinert worden.



Höhen 2 : 37,5.
Längen 7 cm = 18 km.

Fig. 270a.



Höhen 1 : 25.
Längen 1 : 250000.

Fig. 270b.

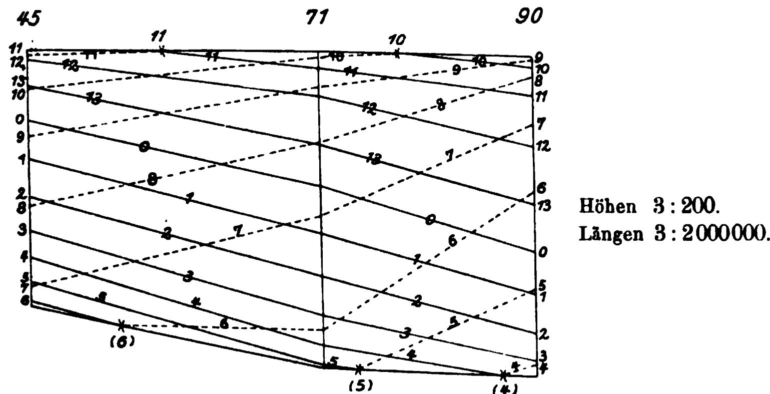


Fig. 270 c.

2. **Bestimmung der Wassermenge, die in der 7. bis 8. Stunde bei Station 90 durchfließt.**

$$Q = \frac{0+2,5}{2}\cdot\frac{100}{8}\cdot 8\cdot\frac{400+520}{2} = 58000 \text{ cbm}$$

$$+\frac{2,5+4,5}{2}\cdot\frac{100}{8}\cdot 8\cdot\frac{520+640}{2} = 207000 \text{ »}$$

$$+\frac{4,5+3,0}{2}\cdot\frac{100}{8}\cdot 8\cdot\frac{640+720}{2} = 255000 \text{ »}$$

$$+\frac{1,5+1,5}{2}\cdot\frac{100}{4}\cdot 6\cdot\frac{720+900}{2} = 182000 \text{ »}$$

$$+\frac{1,5+0}{2}\cdot\frac{100}{4}\cdot 0,7\cdot\frac{900+900}{2} = 12000 \text{ »}$$

Dazu Oberwasserzufluß = 1800000 »

Zusammen 2514000 cbm

$$-\frac{0+21,8}{2}\cdot\frac{100}{4}\cdot 8,3\cdot\frac{900+1200}{2} = -\ 2353000 \text{ cbm}$$

$$-\frac{21,8+29,0}{2}\cdot\frac{100}{4}\cdot 6,0\cdot\frac{1200+1350}{2} = -\ 4858000 \text{ »}$$

$$-\frac{14,5+13,1}{2}\cdot\frac{100}{2}\cdot 26\cdot\frac{1350+2250}{2} = -\ 32290000 \text{ »}$$

$$-\frac{13,1+8,1}{2}\cdot\frac{100}{2}\cdot 19\cdot\frac{2250+3100}{2} = -\ 26937000 \text{ »}$$

Zusammen — 66438000 cbm
\+ 2514000 »
Bleiben — 63924000 cbm

Bei den durch den Raum dieses Buches gebotenen kleinen Maßstäben der Zeichnungen[1]) können die vorstehenden Berechnungen keinen Anspruch auf eine weitgehende Genauigkeit machen. Auch wird man in der Praxis den Zeitabschnitt t bis auf etwa 15 Minuten verkleinern. Trotzdem aber gewähren die Ergebnisse auch solcher angenäherten Berechnungen einen wertvollen Einblick in das Wesen der hier auftretenden Erscheinungen. Es folgt daher eine Zusammenstellung der für alle Stunden der betrachteten Tide an den beiden behandelten Stationen berechneten Durchflußmengen und

[1]) S. Anmerkung a. S. 357.

Strömungsstärken. Die letzteren sind dadurch erhalten worden, daß die gefundenen Wassermengen durch die Wasserspiegelbreite des betreffenden Abflußquerschnittes dividiert sind.

Stündliche Wassermengen in Tausend Kubikmeter für die ganzen Strombreiten und Strömungsstärken für 1 Meter Strombreite.

Stunde	Station 45				Station 90				Bemerkungen
	Ganze Strombreite		1 Meter Strombreite		Ganze Strombreite		1 Meter Strombreite		
	Ebbe	Flut	Ebbe	Flut	Ebbe	Flut	Ebbe	Flut	
0—1	7 202	—	4 646	—	44 663	—	16 853	—	[1]) Diese Werte weichen um praktisch belanglose Größen von der Löhmannschen Tafel ab.
1—2	8 107	—	5 405	—	42 172	—	16 538	—	
2—3	7 509	—	5 719	—	36 444	—	14 815	—	
3—4	7 184	—	5 131	—	29 648	—	12 353	—	
4—5	5 843 [1])	—	4 296 [1])	—	3 751	—	1 374	—	
5—6	5 439	—	4 125	—	—	35 549	—	12 696	
6—7	3 174	—	2 442	—	—	60 072	—	20 363	
7—8	—	3 992	—	2 851	—	63 924 [1])	—	20 600 [1])	
8—9	—	5 937	—	3 958	—	48 537	—	15 409	
9—10	—	7 324	—	4 695	—	36 680	—	11 462	
10—11	—	6 445	—	4 003	2 386	—	782	—	
11—12	—	3 493	—	2 117	30 198	—	10 413	—	
12—13	—	—	1 465	—	38 636	—	13 799	—	
Σ =	46 832	27 197			227 898	244 762			

Nach vorstehender Tafel sind in Fig. 271 und 272 die Wassermengen und Strömungen zeichnerisch aufgetragen und zwar von der wagerechten Zeitabszissenachse die Ebbewassermengen und Ebbeströmungen nach unten, die Flutwassermengen und Flutströmungen nach oben, wobei die entsprechenden Werte für Stat. 0 (Flutgrenze) mit 1800 Tausend Kubikmeter bezw. $\frac{18\,000\,000}{400} = 4500$ Strömungsstärke mit aufgenommen wurden.

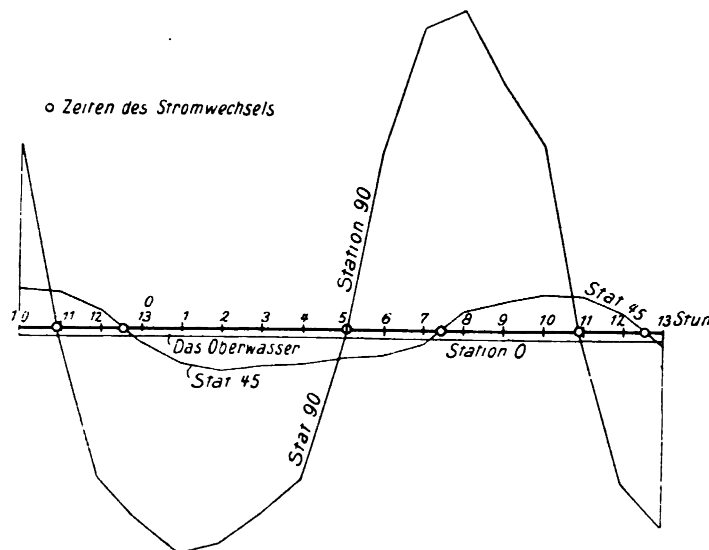


Fig. 271. Wassermengenlinien der Stationen 45 und 90. Ordinaten: $^2/_3$ mm = 1 Million Kubikmeter.

Ein Vergleich dieser Figuren zeigt zunächst, daß die gleichmäßige Strömung des Oberwassers von der Flutgrenze an stromabwärts sich mehr und mehr in eine ungleichmäßige verwandelt, daß die Stärken der Ebbe- und Flutströmungen strom-

abwärts zunehmen und daß die größten Strömungsstärken mit den Hoch- und Niedrigwasserzeiten zusammenfallen.

Dort, wo die Verbindungslinien der Ordinaten die Abszissenachse schneidet, ist die Wassermenge gleich Null, also der Zeitpunkt des Stromwechsels. Der Unterschied dieser Zeit von der, den Flutkurven der Abb. 269 zu entnehmenden Zeit des Niedrig- und Hochwassers ergibt die Verspätung des Eintrittes der Flut- und Ebbeströmungen gegenüber den Zeiten des Niedrigwassers und Hochwassers. Es ergibt sich somit für die gewählten Stationen die folgende Tafel.

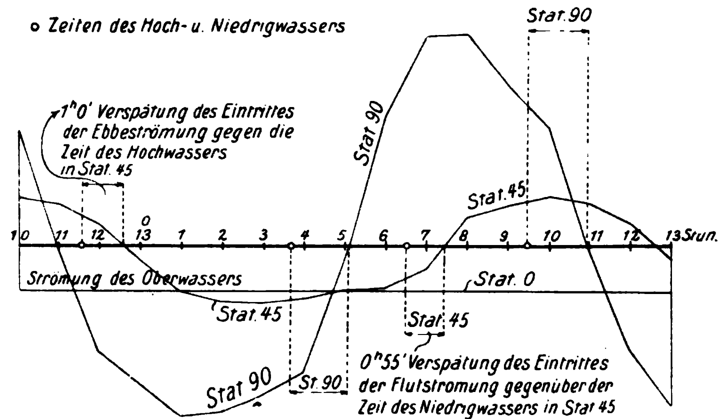


Fig. 272. Strömungslinien der Stationen 45 und 90. Ordinaten: $^2/_3$ mm = 500 Strömungsstärke.

Station	Verspätungen der Flutströmung: Niedrigwasserzeit oder Beginn des Steigens des Wassers	Beginn der Flutströmung	Verspätung der Flutströmung	Verspätungen der Ebbeströmung: Hochwasserzeit oder Beginn des Fallens des Wassers	Beginn der Ebbeströmung	Verspätung der Ebbeströmung
45	$6^h 30'$	$7^h 25'$	$0^h 55'$	$11^h 35'$	$12^h 35'$	1^h —'
90	$3^h 40'$	$5^h 6'$	$1^h 26'$	$9^h 25'$	$10^h 54'$	$1^h 29'$

Während die Verspätung des Eintrittes der Ebbeströmung gegenüber der Hochwasserzeit stromabwärts allmählich zunimmt, vergrößert sich in dem mitgeteilten Beispiele, wie aus den in der angegebenen Quelle mitgeteilten Zusammenstellungen hervorgeht, die Verspätung des Eintrittes der Flutströmung gegenüber der Niedrigwasserzeit etwa von Stat. 50 ab sowohl stromauf- als auch stromabwärts.

Während einer Tide muß die Ebbeströmung nicht nur die gesamte Flutwassermenge, sondern auch noch das gesamte im ganzen Verlauf der Tide an der Flutgrenze zuströmende Oberwasser abführen, vorausgesetzt, daß die Niedrigwasserstände zweier aufeinander folgender Tiden einander gleich sind. Letzteres ist jedoch, wie gewöhnlich, so auch in unserem Beispiele nicht der Fall, weshalb auch die Flutwellen 0 und 13 in den Fig. 270 nicht zusammenfallen, sondern einen Raum einschließen, dessen Inhalt das im Tidestrom verbliebene Wasser darstellt, da die Gleichung

Ebbewassermenge + verbliebener Wassermenge = Flutwassermenge + Oberwassermenge

erfüllt werden muß.

Nach der Wassermengentafel ist daher für Stat. 90

227,9 Millionen cbm = 244,8 Millionen cbm — verbliebener Wassermenge.

Letztere ergibt sich daraus gleich 40,3 Millionen cbm, was mit der Berechnung unter Zugrundelegung der Flutwellenlinien 13 und 0 nach den Fig. 270 übereinstimmt.

Die Durchführung der Wassermengenberechnung für Stat. 24 ergibt, daß von dort an bis zur Grenze des Flutgebietes die Flut- und Ebbeerscheinung nur durch das Oberwasser bewirkt wird, indem dieses während der, der Vereinfachung wegen zu abgerundet 13 Stunden Dauer angenommenen Tide abwechselnd Aufstau und Vorflut erleidet. Erst bei Stat. 41 beträgt die Flutwassermenge etwa die Hälfte der Ebbewassermenge, um dann nach der Mündung hin mehr und mehr anzuwachsen und schließlich etwas größer zu werden als die Ebbewassermenge: in Stat. 90 z. B. 244,8 Millionen cbm gegen 227,9 Millionen cbm. Ergänzend sei noch bemerkt, daß für Stat. 140 (Cuxhaven) betragen: die Flutwassermenge 620,5 Millionen und die Ebbewassermenge 529,7 Millionen cbm.

Da bei Stat. 24 die Flutströmung verschwindet, so liegt in unserem Beispiele für die gewählte Tide die Grenze der Flutströmung 24 km unterhalb der Grenze des Flutgebietes.

Die für das Fortschreiten der Flutwelle im offenen Meere im ersten Teile gefundene Beziehung

$$V = \sqrt{gH}$$

behält auch ihre Gültigkeit, wenn die Flutwelle einen Fluß hinaufeilt. Da ihr hier aber die Ebbeströmung U des Flusses hemmend entgegentritt, so wird

$$V = \sqrt{gH} - U, \tag{6}$$

worin H die gesamte, unter einem beliebigen Punkte der Welle vorhandene, Wassertiefe bis zur Flußsohle bezeichnet. Versteht man unter H die Wassertiefe unter dem Niedrigwasserspiegel des Flusses und unter h die Höhe der Anschwellung über diesem Wasserspiegel, dann wird

$$V = \sqrt{g(H+h)} - U. \tag{7}$$

Mit Hilfe dieser einfachen Beziehung läßt sich zunächst die Erscheinung des Mascarets rechnungsmäßig verfolgen. Zu dem Ende sei mit Bazin [23] ein Fluß angenommen, der von der Mündung ab ein regelmäßiges Gerinne von 2 m Tiefe bildet. Das Flußwasser fließe mit 1 m Geschwindigkeit in dem Augenblicke der beginnenden Flut in das Meer. Die Flut möge stündlich um 2,4 m steigen, d. h. in je 5 Minuten um 0,20 m. Dieses Ansteigen finde nun — entgegen der Wirklichkeit — nicht stetig, sondern absatzweise statt, also in je 5 Minuten um je 0,20 m.

Der erste Hub von 0,20 m Höhe veranlaßt eine Welle oder Anschwellung, die mit der Geschwindigkeit

$$V_1 = \sqrt{g \cdot 2{,}2} - 1{,}0 = 3{,}64 \text{ m}$$

fortschreitet.

Da das Flußwasser nunmehr durch einen um 0,2 m tieferen Querschnitt fließt, so vermindert sich seine Geschwindigkeit, und es muß offenbar die ursprüngliche Wassermenge von 2 cbm/sek auf 1 m Breite — vermindert, um die unter dem Einflusse der verkleinerten Geschwindigkeit U_1 auftretende Wassermenge q_1 — gleich sein dem Zuwachs des Stauraumes. Somit ergibt sich

$$2{,}0 - q_1 = 3{,}64 \cdot 0{,}2$$

und

$$q_1 = 1{,}272 = 2{,}2 \cdot U_1$$

daher

$$U_1 = \frac{1{,}272}{2{,}2} = 0{,}58 \text{ m}.$$

Die Geschwindigkeit des Flußwassers hat sich also von 1,0 m auf 0,58 m ermäßigt.

Das Wasser steigt daher in dem Flusse, ohne aufzuhören stromabwärts zu fließen: d. h. die Anschwellung wird lediglich durch die Zurückstauung des Oberwassers gebildet.

Nach Ablauf von 5 Minuten tritt eine zweite Welle in das Flußgerinne. Sie muß sich schneller fortpflanzen als die erste, weil sie eine um 0,2 m größere Wassertiefe und eine auf 0,58 m verminderte Gegenströmung vorfindet. Ihre Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist daher

$$V_2 = \sqrt{9,81 \cdot 2,4} - 0,58 = 4,27 \text{ m}.$$

Nach ihrem Vorübergange berechnet sich die Geschwindigkeit des seewärts fließenden Flußwassers zu

$$U_2 = 0,17 \text{ m}.$$

Das Flußwasser behält also noch seinen Strömungssinn bei.

Nach einem abermaligen Zeitraume von 5 Minuten tritt eine dritte Welle auf, mit der Geschwindigkeit

$$V_2 = \sqrt{9,81 \cdot 2,6} - 0,17 = 4,88 \text{ m}.$$

Hinter ihr ist der Wasserspiegel bereits um 0,6 m gehoben und das Oberwasser fängt an, stromaufwärts zu fließen, da sich für U_3 ein negativer Wert ergibt.

Das Steigen des Wasserspiegels wird von jetzt ab nicht nur von dem in seiner Abwärtsbewegung vollständig aufgehaltenen Oberwasser, sondern auch von dem von der See her zufließenden Wasser bewirkt.

Man sieht, wie die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der einander folgenden Wellen beständig zunimmt. Die ersten Wellen werden nach und nach von den ihnen nachfolgenden erreicht. Während der ersten 5 Minuten zwischen dem Auftreten der zweiten und ersten Welle hat diese erste Welle in dem Flusse bereits einen Weg von

$$5 \cdot 60 \cdot 3,64 = 1092 \text{ m}$$

zurückgelegt.

Bezeichnet t die Zeit in Sekunden, innerhalb welcher die zweite Welle die erste erreicht, dann ist

$$t \cdot 4,27 = t \cdot 3,62 + 1092$$

$$t = 1733 \text{ Sekunden}.$$

Die Vereinigung der beiden Wellen findet statt im Abstande

$$1733 \cdot 4,27 = 7400 \text{ m}$$

von dem Mündungsquerschnitte.

In diesem Augenblicke wird der Kopf der Anschwellung durch eine 0,40 m hohe Welle gebildet, deren Geschwindigkeit

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,40} - 1,0 = 3,85 \text{ m}$$

beträgt, aber gleichzeitig ist die dritte Welle nur um 400 m zurück. Sie erreicht in einigen Minuten den Kopf der Flutwelle, deren Höhe dadurch auf 0,60 m und deren Geschwindigkeit auf

$$\sqrt{9,81 \cdot 2,60} - 1,0 = 4,05 \text{ m}$$

anwächst.

Die vorstehenden Betrachtungen zeigen, wie die nacheinander anlaufenden kleinen elementaren Wellen nach Verlauf einer gewissen Zeit sich zu einer einzigen Welle vereinigen, die sich bis zu einer beträchtlichen Höhe erheben kann. Solange sie in einer genügenden Wassertiefe fortschreitet, behält sie ihre Gestalt und bricht nicht. Wenn

sie aber eine Untiefe antrifft, so daß ihre Höhe gleich der Wassertiefe wird, dann bricht sie und gibt zur Bildung des Mascarets Veranlassung.

Es braucht kaum betont zu werden, daß die Natur nie die einfachen Vorbedingungen des gewählten Beispiels erfüllt. Aber Bazin zeigt an Beobachtungen, die in den Jahren 1826 und 1856 über den Mascaret in der Seine angestellt worden sind, daß infolge der in der Zwischenzeit ausgeführten Eindeichungen und Vertiefungen der Seine um mehrere Meter die Geschwindigkeit der Flutwelle tatsächlich in den Verhältnissen der Gleichung

$$V = \sqrt{g(H+h)} - U$$

gewachsen ist.

Die Bedingung für das Auftreten des Mascarets ist gegeben durch

$$U + U' > \sqrt{g(H+h)}$$

und $h = H$, also

$$U + U' > \sqrt{2gH}.$$

Hierin bezeichnet U die Geschwindigkeit des Oberwassers und U' die Geschwindigkeit, welche die Wassermenge Q der Flut bei der Wassertiefe H besitzt. Ist F der Flußquerschnitt, dann ist also

$$U' = \frac{Q}{F}.$$

Wenn der Mascaret an einem Orte vorübergegangen ist, ist der Flußquerschnitt daselbst bis zu einer gewissen Höhe über dem ursprünglichen Wasserspiegel angefüllt, aber diese Höhe ist im allgemeinen kleiner als die des Mascarets, entsprechend den Ergebnissen der Untersuchungen im ersten Teile über die Übertragungswelle, vgl. Fig. 109. Daselbst war die Höhe der vordersten Welle gleich dem Anderthalbfachen der ihr nachfolgenden gefunden worden. Tatsächlich ist während des Mascarets in der Seine am 19. September 1876 die Höhe der vordersten Welle in Caudebec mit 2,17 m und

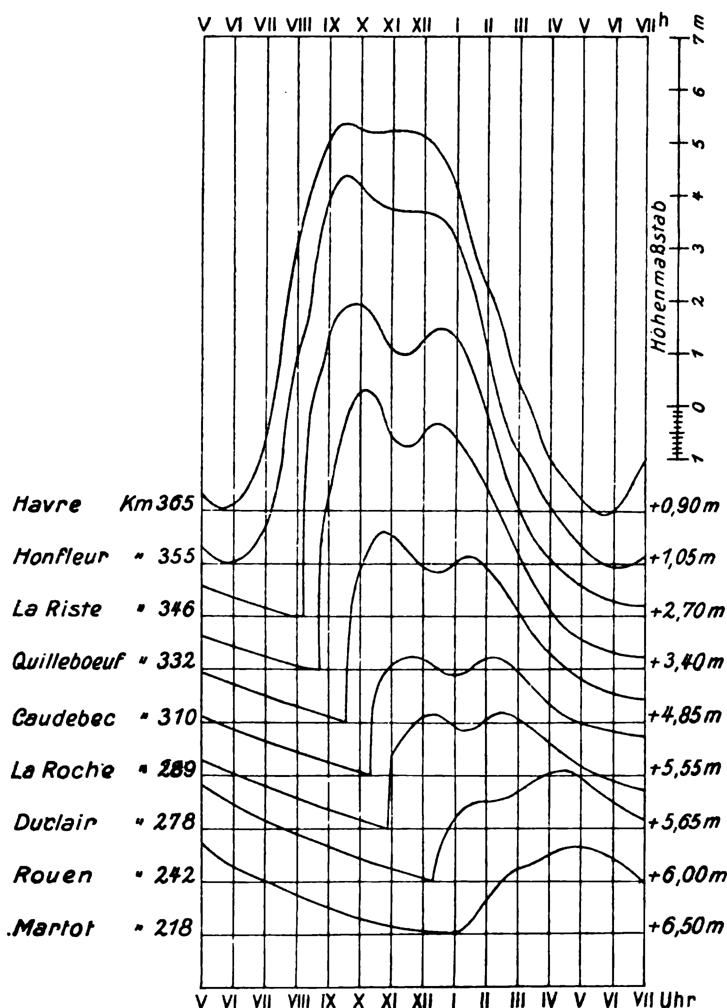


Fig. 273a. Flutkurven der Seine vom 10. September 1885; Springflut.

die der ihr nachfolgenden Erhebung mit nur 1,48 m beobachtet worden, während $\frac{3}{2} \cdot 1{,}48 = 2{,}23$ ist.

Der Mascaret tritt um so leichter ein, je kleiner die Wassertiefe H des Flusses und je größer die Geschwindigkeit des Oberwassers ist. Ist die letztere sehr beträchtlich, dann kann auch der Mascaret zuweilen bei ziemlich großer Wassertiefe auftreten. Fig. 273a und b zeigt den Mascaret in der Seinemündung. Diese Flutbrandung (franz. auch Barre, engl. Bore) tritt noch auf in der Gironde, im Severn, im Trent, im Amazonenstrom, hier »Porocora«, d. h. krachendes Wasser, genannt, im Ganges, im Tsien-tang usw. Im Amazonenstrom und Ganges erreicht diese Sprungwelle ein Höhe von 5 bis 6 m, im Tsien-tang bis zu 8 m.

Mischung des See- und Flußwassers [24].

Der Salzgehalt des Wassers nehme von einem Punkte A aus, wo er gleich 0 sei, bis zur Mündung gleichförmig zu. Er sei an einem, um l Meter abwärts gelegenen Orte B gleich s_1, worunter verstanden sei, daß der Salzgehalt eines Kubikmeters Wasser s_1 Gramm betrage. Dann ist der Salzgehalt an einem beliebigen anderen, um x Meter stromabwärts von A gelegenen Orte C

$$s_x = \frac{x}{l} s_1 .$$

Wenn nun weiter angenommen wird, daß die Niedrigwasserstände zweier aufeinander folgender Tiden die gleichen seien, dann treten in den der Strecke x entsprechenden Raum während einer Tide Q cbm Süßwasser ein und fließen aus ihm Q cbm Wasser wieder ab mit einem mittleren Salzgehalte $\frac{0 + s_x}{2} = \frac{s_x}{2}$. Es sind daher

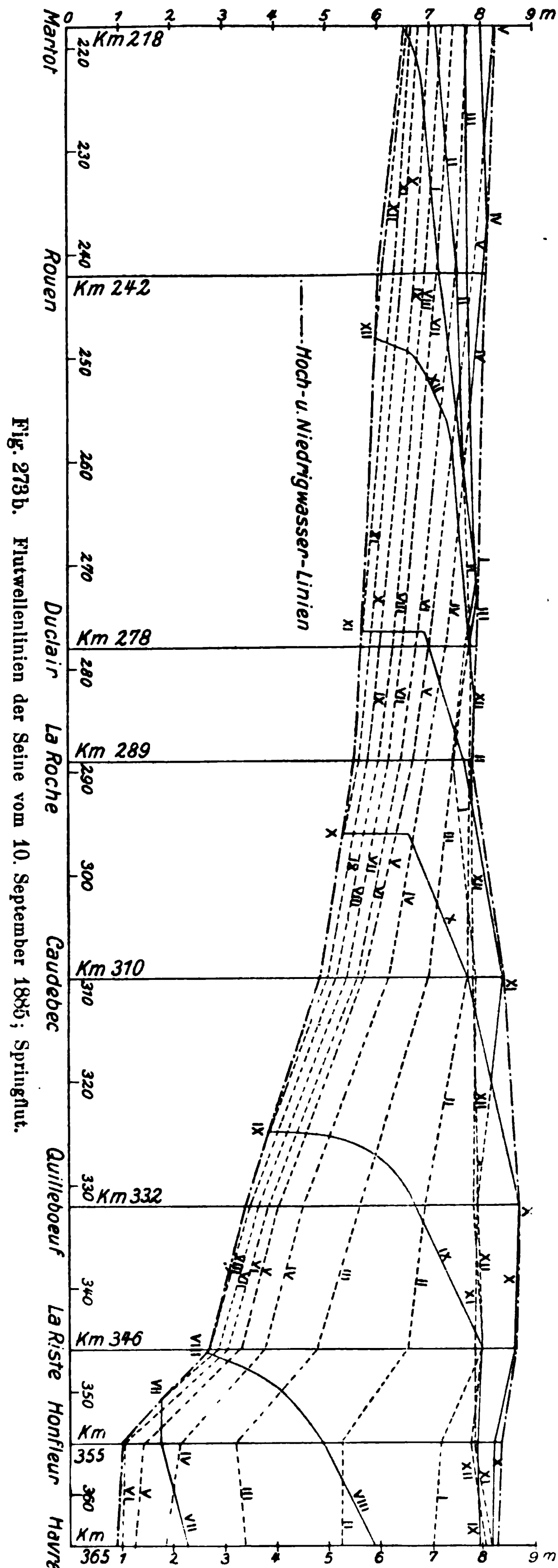


Fig. 273b. Flutwellenlinien der Seine vom 10. September 1885; Springflut.

aus der betrachteten Strecke $\frac{Q s_x}{2}$ Gramm Salz ausgetreten, die wieder in sie haben eintreten müssen, da der Salzgehalt der gleiche geblieben ist. Dieser Salzgehalt entspricht einer Seewassermenge Q_1, die bestimmt ist durch

$$Q_1 s_1 = \frac{Q s_x}{2}$$

oder

$$Q_1 = \frac{s_x}{s_1} \frac{Q}{2} = \frac{Q x}{2 l} .$$

Man kann diese Menge Q_1 für eine gewisse Zahl von Querschnitten berechnen, die einer gleichen Zahl von x-Werten entspricht und sie mit der Gesamtmenge vergleichen, welche diese Querschnitte während einer Tide durchfließt.

Comoy [25] hat für die Strecke L, bis zu der salzhaltiges Seewasser den Fluß hinaufgelangt, die Formel aufgestellt

$$L = T \frac{V v}{V - v},$$

wenn bezeichnen

T die Dauer des Flutstroms an der Mündung, in Sekunden

V die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher der Ort des Kenterns von Flut- auf Ebbestrom stromaufwärts vorrückt, in Meter,

v die mittlere Geschwindigkeit des Flutstroms, in Meter.

Für die Gironde ist

$$T = 22200 \text{ Sek.}, \quad V = 12 \text{ m}, \quad v = 1{,}9 \text{ m} \quad \text{und} \quad L = 50{,}2 \text{ km},$$

was mit der beobachteten Grenze des Salzgehaltes, 51 km, sehr gut übereinstimmt.

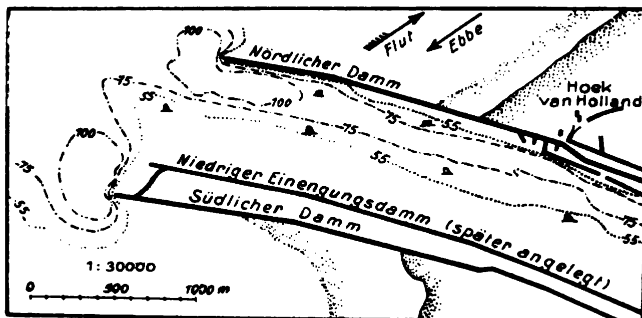
Für die Elbe bei Cuxhaven sind die betreffenden Werte

$$T = 5^h 30^m = 19800 \text{ Sek.}, \quad V = 7{,}45 \text{ m}, \quad v = 1{,}08 \text{ m} \quad \text{und daher} \quad L = 25 \text{ km}.$$

Tatsächlich ist unter gewöhnlichen Verhältnissen an dieser Stelle, etwas unterhalb von Brunsbüttel, noch kein Salzgehalt vorhanden, während bei Sturmfluten salziges Wasser viel weiter aufwärts, andererseits bei hohem Oberwasser und südöstlichen Winden das süße Wasser noch über Cuxhaven hinaus seewärts auftreten kann. Beim Feuerschiff Elbe III, nödlich von Neuwerk, ist bei Flut 0,03, bei Ebbe 0,007 Salzgehalt. Nahe bei Cuxhaven in der südlichen Fahrrinne, dem Hauptwege der Flutströmung, sind die entsprechenden Werte 0,019 und 0,007, bei Otterndorf 0,015 und 0,004. Infolge der durch die Eigendrehung der Erde bewirkten Strömungsablenkung ist der Salzgehalt an der Nordseite der Elbemündung kaum halb so groß wie bei Cuxhaven.

Der Einfluß des verschiedenen spezifischen Gewichts von Salz- und Süßwasser zeigt sich darin, daß gegen das Ende der Ebbe längs der Sohle Seewasser eindringt oder sogenannter Unterstrom läuft. Dieser aus dem schwereren Salzwasser gebildete Unterstrom drängt das Süßwasser aufwärts und das letztere drängt an der Oberfläche das Salzwasser zurück. Übrigens wird, wie noch darzulegen sein wird, diese Erscheinung noch durch andere Ursachen verstärkt. Das ist beispielsweise in der Mündung des Neuen Wasserweges nach Rotterdam [26] bei Ebbe der Fall. Solange der Ebbestrom kräftig genug ist und das Ebbewasser noch einen ansehnlichen Salzgehalt besitzt, dringt das Seewasser nicht zwischen die Dämme an der Mündung, Fig. 274, übt aber in den unteren Schichten einen Druck aus, der sich nach allen Richtungen fort-

pflanzt und die Oberfläche des leichteren Ebbewassers zu erhöhen sucht, wodurch letzteres außerhalb der Mündung über die Seeoberfläche nach allen Richtungen wegströmt. Allmählich wird das Ebbewasser zwischen den Dämmen spezifisch leichter und die Stromgeschwindigkeit geringer, bis endlich das Seewasser unter dem Ebbewasser des Tidestromes eindringt. Das kräftige Auftreten dieser Erscheinung erklärt sich durch die verhältnismäßige Enge der Mündung und die geringe Flutgröße von nur 1,67 m, so daß die in jeder Tide nach See geführte Süßwassermenge im Verhältnis zu der während der Flut einströmenden Salzwassermenge groß ist. Am Hoek van Holland ist gegen das Ende der Ebbe das Wasser an der Oberfläche auch süß, so daß dann der Übergang von Süß- zu Seewasser plötzlich am Seende des nördlichen Dammes und selbst bei Flut in einer nur kurzen Stromstrecke stattfindet.



Die Zahlen geben die Tiefen in dm unter Niedrigwasser an.

Fig. 274.

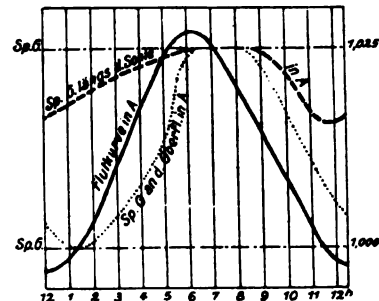


Fig. 275.

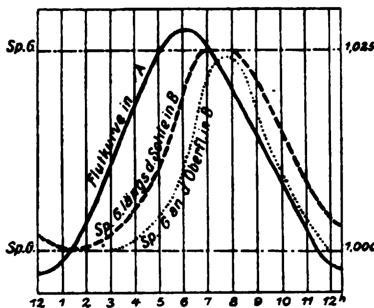


Fig. 276.

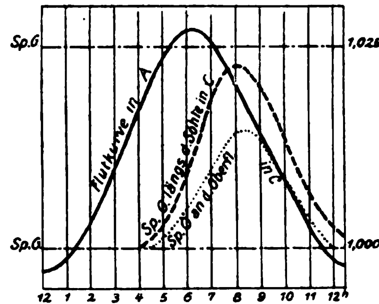


Fig. 277.

Bei solchen Tideströmen, wie die Schelde, Themse, Elbe, Weser u. a., bei denen die bei Flut einkommende Seewassermenge im Verhältnis zur Oberwassermenge sehr groß ist und unter gewöhnlichen Verhältnissen erst in einem gewissen Abstande von der Mündung Süßwasser angetroffen wird, ist der Verlauf der Erscheinung ein anderer.

Die Ergebnisse der an verschiedenen Punkten des Neuen Wasserweges angestellten Untersuchungen über die Veränderung des spezifischen Gewichts sind in den Figuren 275 bis 277 dargestellt. Fig. 275 bezieht sich auf einen Punkt A nahe der Mündung, Fig. 276 auf einen Punkt B in einigen Kilometern Abstand aufwärts von A und Fig. 277 auf einen Punkt C in einigen Kilometern Abstand aufwärts von B. Die während einer vollen Tide jede Viertelstunde beobachteten spezifischen Gewichte an der Oberfläche und längs der Sohle sind als Ordinaten und die Beobachtungszeiten als

Abszissen aufgetragen worden. Wie zu erwarten ist, wird in C das volle spezifische Gewicht des Seewassers ($\pm 1{,}025$) nicht erreicht, in B während einer kürzeren Zeitdauer als in A. In A wird das Wasser längs der Sohle niemals vollkommen süß und an der Oberfläche nur kurze Zeit, in C ist die Vergrößerung des spezifischen Gewichts an der Oberfläche gering und von kurzer Dauer.

Trägt man nun A, B und C in ein Längenprofil des Tidestroms ein, so kann man zu verschiedenen Augenblicken das spezifische Gewicht an der Oberfläche und längs der Sohle in diesen Punkten angeben und durch Einmittlung das spezifische Gewicht in anderen Punkten annähernd finden. Durch Verbindung der Punkte von gleichem spezifischen Gewicht erhält man Linien, die die Verteilung des Salzgehalts im Strom zwischen A und C in jedem beliebigen Zeitpunkte angeben. In den Figuren 278 und 279 ist solches für 5 Uhr und für 11 Uhr, also zu den Zeiten der stärksten Flut- und Ebbeströmung, geschehen. Das große spezifische Gewicht in A übt einen Druck auf B aus, der an der Oberfläche gleich Null ist und nach unten allmählich zunimmt. Eine Folge dieses Druckes ist eine Spiegelerhöhung in B in bezug auf A, die das Gleichgewicht wieder herzustellen sucht. Da aber der Überdruck in den oberen Schichten sehr klein ist, so wird diese Spiegelerhöhung nur zum Teil eintreten und eine Strömung von B nach A verursachen, während der nur zum Teil durch die Wasserspiegelerhöhung in B aufgehobene Überdruck in den unteren Schichten eine Strömung von A nach B hervorrufen wird. Infolge der Verschiedenheit des spezifischen Gewichts wird also bei Ebbe die Oberflächenströmung vergrößert und die Sohlenströmung verringert, während das Umgekehrte bei Flut der Fall ist.

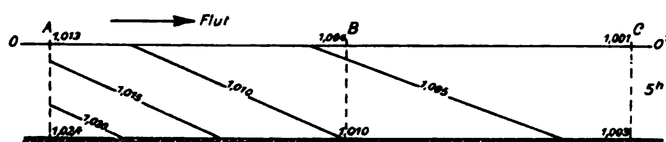


Fig. 278.

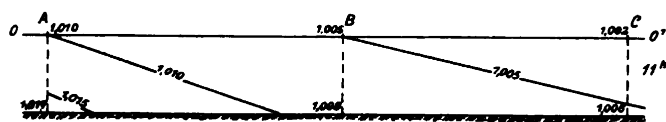


Fig. 279.

Zur Bestimmung der Größe dieses Druckunterschiedes sind im Juli 1905 zugleich an drei Punkten und in Augenblicken, die ungefähr mit denen der Figuren 278 und 279 übereinstimmen, Beobachtungen mit folgenden Ergebnissen angestellt worden:

Abstand des Beobachtungspunktes von dem Seende des nördlichen Dammes	I 2000 m	II 6000 m	III 10 500 m
Spezifisches Gewicht an der Oberfläche bei Flut	1,013	1,005	1,002
Spezifisches Gewicht längs der Sohle bei Flut	1,021	1,009	1,003
Spezifisches Gewicht an der Oberfläche bei Ebbe	1,010	1,006	1,002
Spezifisches Gewicht längs der Sohle bei Ebbe	1,017	1,011	1,005

Unter Zugrundelegung einer Tiefe von 7,5 m unter Niedrigwasser beträgt somit im Augenblick der Beobachtung die Tiefe bei Flut etwa 9 m und bei Ebbe etwa 7,5 m. Wird ferner angenommen, daß das spezifische Gewicht von der Oberfläche nach der Sohle gleichmäßig zunimmt, daß also das mittlere spezifische Gewicht in einer Lotrechten gleich der halben Summe der spezifischen Gewichte an der Oberfläche und an der Sohle ist, so findet man, daß infolge des größeren Wassergewichts in I längs der Sohle ein Druck

auf II ausgeübt wird, der im Augenblick der Beobachtung bei Flut einer Druckhöhe von 9 cm Wasser, im Augenblick der Beobachtung bei Ebbe einer Druckhöhe von 4 cm Wasser entspricht. Allerdings wird ein Teil dieser Überdrucke verzehrt durch die inneren Bewegungen im Wasserkörper und durch die Reibung längs der Sohle, wenn die Geschwindigkeit in den unteren Schichten im Vergleich zu der an der Oberfläche größer wird, wodurch das Verhältnis zwischen Oberflächen- und Sohlengeschwindigkeit beträchtlich verändert werden kann.

Durch die Störung des Gleichgewichtes zwischen den Wasserteilchen infolge ihres verschiedenen spezifischen Gewichtes wird ferner die Vermischung von Salz- und Süßwasser gefördert. Da längs der Sohle stets ein Druck herrscht, der stromaufwärts und nach oben wirkt, so werden die Wasserteilchen in den unteren Schichten nach oben gedrückt und vermischen sich auf diese Weise mit dem Süßwasser. Da nun die Sohlengeschwindigkeit während der Ebbe verzögert und während der Flut beschleunigt wird und an der Oberfläche, wo das Wasser den geringsten Salzgehalt hat, das Umgekehrte stattfindet, so bleibt während jeder Tide ein Teil des bei Flut einströmenden Wassers zurück; anderenfalls müßte gegen Ende der Ebbe der ganze Fluß bis zur Mündung mit Süßwasser gefüllt sein.

Diese Erscheinungen sind deshalb für den Bauingenieur bedeutungsvoll, weil sie auch auf die Ablagerung von Sinkstoffen einen großen Einfluß ausüben. Da die Sohlengeschwindigkeit, im Verhältnis zur mittleren Geschwindigkeit, nach der Mündung zu bei Ebbe ab- und bei Flut zunimmt, so bleiben die schweren, auf der Sohle fortbewegten Sinkstoffe im unteren Teile des Mündungsgebietes liegen: es tritt eine Verflachung dieses Teiles ein. Zur Verstärkung der Strömung bei Ebbe, um Ablagerungen von festen Stoffen zu verhindern und den Strom namentlich bei niedrigen Wasserständen zusammenzuhalten, hat man daher mit gutem Erfolge zwischen den beiden Dämmen am Hoek van Holland noch einen niedrigen Damm, Fig. 274, angelegt.

Auch für die im Wasser schwebenden Sinkstoffe ist das Zusammentreffen von Salz- und Süßwasser von Bedeutung. Wenn gegen Ende der Ebbe das Seewasser längs der Sohle eindringt, dann wird das Ebbewasser an den tiefsten Stellen, weil hier das Wasser den größten Salzgehalt hat, gewissermaßen gehoben und zur Seite gedrückt. Infolgedessen nimmt das Wasser längs der Ufer einen außergewöhnlich hohen Schlickgehalt an. In den Hafenbecken und dort, wo kein Strom ist, lagern sich die Schlickteilchen unmittelbar ab, auf anderen Stellen nur beim Kentern des Stromes. Daraus erklärt es sich, daß die Häfen, welche in dem Gebiet veränderlichen Salzgehaltes liegen, stärker aufschlicken als die oberhalb gelegenen.

Die Mündung des Neuen Wasserweges nach Rotterdam beweist die Richtigkeit dieser Anschauung. Das Seewasser dringt zunächst und am kräftigsten in die tiefste nördliche Hälfte der Mündung ein. Bei jeder normalen Tide ist gegen Hochwasser die Trennung zwischen dem hellen grünen Seewasser, das wie ein Keil in den Wasserweg eingedrungen ist, und dem schlickhaltigen Wasser von geringerem Salzgehalt sehr gut zu beobachten, welch letzteres als ein breiter Streifen vor dem südlichen Ufer angetroffen wird. Bei der Kenterung sinkt der Schlick, der folgende Ebbestrom ist anfänglich nicht stark genug, längs des ausbiegenden Ufers die abgelagerten Stoffe mitzuführen, außerdem fällt das Wasser, so daß ein an Breite stetig zunehmender Streifen der Schlickbank über Wasser kommt und damit dem Einflusse der Strömung entzogen wird. Die schwebenden Schlickteilchen häufen sich somit längs der Ufer an, wo die günstigsten Vorbedingungen zur Ablagerung vorhanden sind.

Auf den letzten drei Kilometern nehmen die Querschnitte des Wasserweges wieder stark zu infolge der fortwährenden Baggerungen und der Lage der Dämme zur Richtung des Flutstromes, der in einem weiten Bogen längs des nördlichen Dammes eindringt und hier eine große Tiefe bildet, die nach aufwärts bald abnimmt, indem der Flutstrom sich mehr über die ganze Breite verteilt. Die Ebbe bleibt zwischen den Dämmen hauptsächlich in der nördlichen Hälfte und folgt hier den durch die Flut gebildeten Tiefen. Sobald aber das Ebbewasser leichter wird, ändert sich auch die Stromverteilung zwischen den Dämmen. Infolge der Richtung des Ebbestromes in See hat man am See-Ende des nördlichen Dammes reines Seewasser, das gegen das ausströmende Ebbewasser senkrecht zur Stromrichtung angestaut wird und seinen Einfluß auf das Ebbewasser durch Verringerung der Geschwindigkeit in den größten Tiefen und Vergrößerung derselben in den höheren Schichten geltend macht, indem sich der stärkste Ebbestrom nach Süden verschiebt und in den größten Tiefen längs des nördlichen Dammes keine Ausströmung mehr stattfindet.

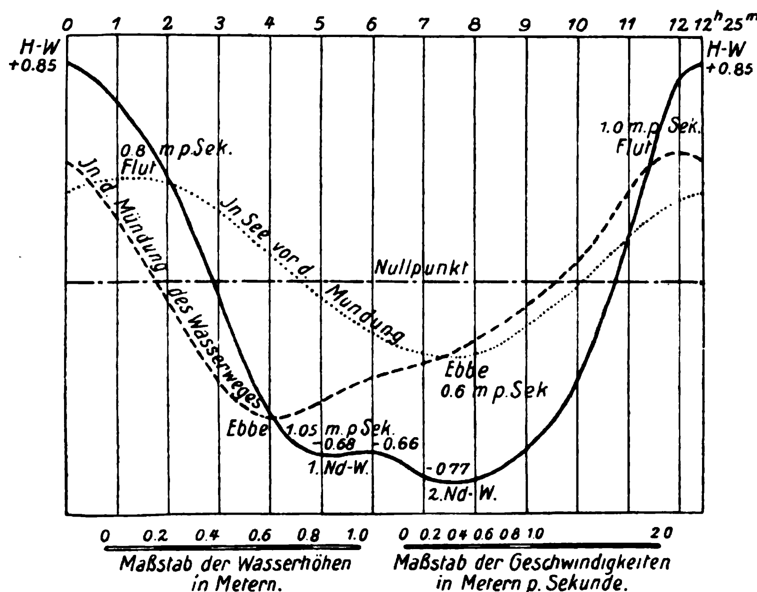


Fig. 280.

Besonders stark ist die Sandablagerung in der Verbindungslinie der Dammköpfe an der Südseite des Fahrwassers, weil sich hier der Ebbestrom plötzlich außerhalb der Dämme verteilt und schwächer wird und das Seewasser unten eindringt, wodurch die auf der Sohle bewegten Sinkstoffe liegen bleiben. Die große Bedeutung des Unterstromes für die Mündung der Tideflüsse geht aus dem Wechsel der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten in See vor der Mündung des Neuen Wasserweges und in der Mündung selbst hervor.

In Fig. 280, welche die im ersten Teile bereits erwähnte anormale Flutkurve am Hoek van Holland zeigt, sind diese Strömungen eingetragen, und zwar, wie früher, die Ebbeströmungen nach unten, die Flutströmungen nach oben. Danach ist der Strom in See vor der Mündung derart, daß starker Flutstrom ungefähr 1 bis $1^1/_4$ Stdn. nach Hochwasser stattfindet. Die Kenterung von Flut auf Ebbe tritt ungefähr $4^1/_2$ Stdn. nach Hochwasser ein, der stärkste Ebbestrom $7^1/_2$ Stdn. nach Hochwasser, die Kenterung von Ebbe auf Flut reichlich 10 Stdn. nach Hochwasser.

In der Mündung selbst weichen die Stromverhältnisse gänzlich von denen vor der Mündung ab. Es ist daselbst stärkste Flut eben vor Hochwasser, während sich weiter aufwärts die Verhältnisse wieder ändern. Die Kenterung findet ungefähr 2 Stdn. nach Hochwasser statt. Der stärkste Ebbestrom in dem Wasserweg ist 4 Stdn. nach Hochwasser, worauf eine nicht ganz regelmäßige Verminderung seiner Geschwindigkeit infolge

des doppelten Niedrigwassers eintritt. $9^1/_2$ Stdn. nach Hochwasser ist die mittlere Kenterung, wobei jedoch zu bemerken ist, daß der Ebbestrom ungefähr $^1/_2$ Std. vor der mittleren Kenterung längs der Sohle und erst $^1/_2$ Std. nach der mittleren Kenterung an der Oberfläche kentert infolge des verschiedenen spezifischen Gewichtes von Salz- und Süßwasser. Es läuft somit eine volle Stunde Flut oder Unterstrom längs der Sohle ein, während welcher Zeit Ebbe an der Oberfläche ausläuft.

Daraus folgt, daß von Hochwasserzeit bis $1^3/_4$ Stdn. nach Hochwasser sowohl vor als auch in der Mündung Flutstrom herrscht. Dann bleibt noch Flutstrom vor der Mündung, aber im Wasserweg läuft Ebbestrom, und zwar von $1^3/_4$ Stdn. bis $4^1/_2$ Stdn. nach Hochwasser. Von $4^1/_2$ bis 9 Stdn. nach Hochwasser ist sowohl in See als auch im Wasserweg Ebbestrom. Alsdann beginnt der Unterstrom sich bemerklich zu machen. Von 9 bis 10 Stdn. nach Hochwasser ist in See Ebbestrom, im Wasserweg längs der Sohle Flutstrom (Unterstrom) und an der Oberfläche Ebbestrom (Oberstrom); von 10 bis $10^1/_4$ Stdn. nach Hochwasser in See Ebbestrom und im Wasserweg Flutstrom; von $10^1/_4$ bis zum Ende der Tide (12 Stdn. 25 Min.) nach dem vorhergegangenen Hochwasser sowohl in See als auch im Wasserweg Flutstrom.

In jeder Tide treten somit 4 verschiedene Zustände ein, die sich dadurch voneinander unterscheiden, daß bei 2 Zuständen in See und im Wasserweg gleichgerichtete Strömungen, bei 2 Zuständen dagegen entgegengesetzte oder (von 9 bis 10 Stdn. nach Hochwasser) teilweise entgegengesetzte Strömungen mit Unterstrom und Oberstrom herrschen.

Die Einwirkung des Schlickgehaltes [27].

Schlick besteht aus sehr feinen, einzeln kaum wahrnehmbaren Teilchen, die im angefeuchteten Zustande zusammenkleben und in großen Wassermassen sich so verteilen, daß ihr Vorhandensein nur noch an der Trübung des Wassers erkannt wird. An der Luft getrocknet erhärtet der Schlick zu einer ziemlich festen Masse, die aber leicht mechanisch zerkleinert und zu Staub verrieben werden kann. Als abgelagerte natürliche Schicht des Erdbodens heißt er Marscherde, Klei, Letten, Ton. Schlick entsteht teils durch die Verwitterung der Gesteine und die von den fließenden Gewässern auf die Ufer und die Flußsohle ausgeübte Reibung, teils durch das Absterben von Infusorien, deren Schalen und Panzer einen erheblichen Teil des Schlickes ausmachen. Der verhältnismäßige Anteil dieser beiden Vorgänge an der Schlickbildung wird je nach den örtlichen Verhältnissen ein verschiedener sein. Jedenfalls kommt in den vom Meere beherrschten Flußmündungen den organischen Bildungen ein großer Anteil zu. Der Schlick aus der Nähe der See ist auffallend verschieden von dem im oberen Strome.

Allenthalben wird der Schlick dadurch erheblich vermehrt, daß die von der Strömung und den Wellen bewegten Sandkörner sich aneinander reiben und abschleifen. Das so entstehende Schleifmehl geht, sobald die Stücke fein genug sind, um nicht selbst wieder als Sandkörner zu gelten, in die allgemeine Schlickmasse über. Das spezifische Gewicht des getrockneten festen Schlickes ohne Zwischenräume beträgt etwa 2,43. Bei der großen Bedeutung, die der Schlickgehalt des Wassers nicht nur für das Verhalten der Strommündungen, sondern auch für alle baulichen Maßnahmen an der Seeküste mit Schlickfall hat, ist es sehr wichtig, daß man leicht und sicher von beobachteten Gewichtsverhältnissen zwischen Schlick und Wasser zu Raumverhältnissen übergehen kann, denn die Messungen liefern nur Zahlen, die sich auf Gewicht beziehen, während wir für die Anwendung dieser Ergebnisse auf die Lösung praktischer Aufgaben, z. B.

Verhinderung oder Verminderung der Aufschlickung von Häfen, das Raumverhältnis benötigen. Mit Hilfe des bekannten spezifischen Gewichtes kann man nun leicht von beobachteten Gewichtsverhältnissen zu Raumverhältnissen übergehen.

Enthalten z. B. 100000 Gewichtsteile Wasser 3,17 Gewichtsteile Schlick und ist 2,43 das spezifische Gewicht des Schlickes, dann kommt 1 Raumteil Schlick auf

$$100000 \cdot \frac{2,43}{3,17} = 76656 \text{ Raumteile Wasser}$$

oder auf 100000 Raumteile Wasser

$$\frac{3,17}{2,43} = 1,304 \text{ Raumteile Schlick.}$$

Der Raum, den der Schlick selbst einnimmt, verhält sich bei der dichtesten Lagerung zu den Zwischenräumen wie 3:2.

Reicht das in einer Mischung enthaltene Wasser gerade aus, um diesen Raum zwischen den einzelnen Schlickteilchen auszufüllen, dann erreicht das spezifische Gewicht seinen Größtwert von etwa 1,86.

Hübbe beantwortet weiter in der angegebenen Stelle die Frage: wie groß ist die Höhe einer abgelagerten Schlickschicht, die durch Abklärung eines trüben Gewässers von gegebenem Schlickgehalte und bekannter Wassertiefe gebildet wird? in folgender Weise.

Ist

n = Verhältnis des Gewichtes des in der Mischung enthaltenen Wassers zum Gewicht der Mischung,

$\frac{n}{1-n}$ = Verhältnis des Wassergewichtes zum Schlickgewichte in der Mischung,

G = spezifisches Gewicht der Mischung,

H = Höhe der Ablagerung von einer 10 m hohen Wassersäule,

ist ferner in 100000 Gewichtsteilen Wasser 1 Gewichtsteil Schlick enthalten, dann ist

$$H = \frac{1}{10000\,(1-n)} \cdot G.$$

Sind z. B. in 100000 Gewichtsteilen Wasser 5 Gewichtsteile Schlick enthalten und wird in einem mit dem Wasser verbundenen Hafenbecken mit jeder der im Laufe des Jahres eintretenden 707 Fluten eine Wassersäule von 2,5 m Höhe erneuert und im Becken vollständig abgeklärt, dann hat man den gefundenen H-Wert mit

$$\frac{5 \cdot 707 \cdot 2,5}{10} = 88,4$$

zu multiplizieren.

Hübbe ermittelte den Schlickgehalt der Elbe an der Flutgrenze (bei Geesthacht)

a) unter Mittelwasser:
2,92 Gewichtsteile Schlick auf 100000 Gewichtsteile Wasser,

b) von Mittelwasser bis zur Überflutung der Vorländer:
4,17 Gewichtsteile Schlick auf 100000 Gewichtsteile Wasser,

c) bei höheren Wasserständen (nach Überflutung der Vorländer):
2,52 Gewichtsteile Schlick auf 100000 Gewichtsteile Wasser.

Der Strom ist also am trübsten, wenn er über seinem mittleren Stande steht, aber noch eben bordvoll ist, am klarsten bei N.-W. und H.-W. In der Tat: wenn die schlickhaltigen Hochfluten sich abwärts bewegen, so muß überall der Schlickgehalt solange zunehmen, als der Strom zwischen seinen gewöhnlichen Ufern zusammengehalten bleibt,

er daher keine Ruhe zum Fallenlassen der Sinkstoffe findet und aus den Nebenflüssen sogar noch eine Vermehrung an Sinkstoffen erfährt. Sind aber die Vorländer überflutet, so lagert sich auf ihnen Schlick ab, findet mithin eine Klärung des Wassers statt, nach welcher bei anhaltenden sehr hohen Anschwellungen das Wasser fast vollkommen klar durch den Hauptstrom abwärts geführt wird. Treten dann, nach vorübergegangener Hochflut, die überschwemmt gewesenen Vorländer nach und nach zutage, so sind sie mit einer halbflüssigen Decke von frisch gefallenem Schlick überzogen, und das von ihnen oft mit großem Gefälle abfließende, in einzelnen Rinnen, Prielen und alten Stromarmen sich zusammenziehende Wasser muß, indem es viele Schlickteile wieder aufnimmt und mit sich fortreißt, den Hauptstrom merklich trüben.

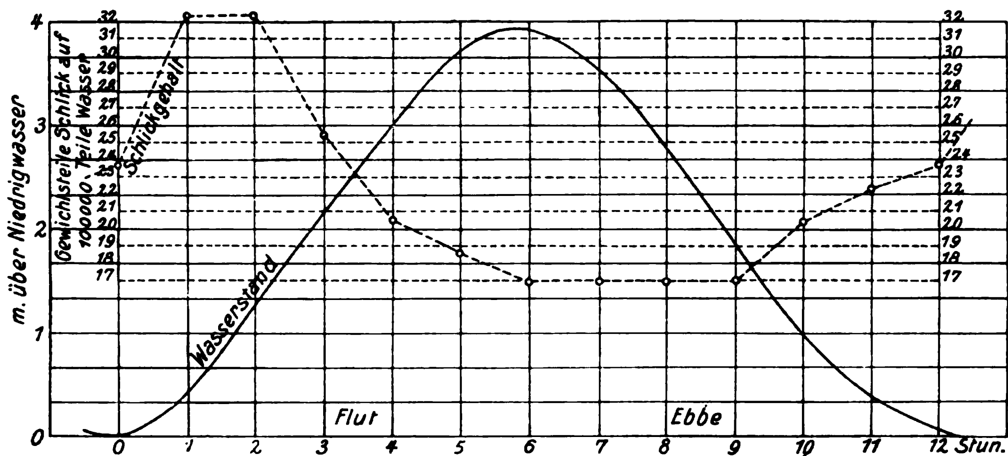


Fig. 281. Schlickgehalt des Jadewassers.

Die von Hübbe mitgeteilten Beobachtungen Gotthilf Hagens an der Jade, Fig. 281, bestätigen seine Beobachtungen an der Elbe. Auch im Jadebusen sind, wie bei der Elbe, wenn der Spiegel niedrig ist, die Gewässer in engeren, tief ausgefurchten Rinnsalen vereinigt und breiten sich, sobald sie eine gewisse Höhe überschritten haben, über weite, ebene Flächenräume aus. Auch hier lassen sie, nach Überflutung dieser Flächen, die schwebenden Schlickteilchen fallen und führen einen Teil derselben wieder mit sich fort, wenn der Wasserspiegel wieder so weit gesunken ist, daß der Strom sich in den engeren Rinnsalen zusammenzieht, und auch hier ist das Wasser am stärksten mit Schlickteilchen beladen, wenn die steigende Flut sich über die bei der Ebbe wasserfrei gewordenen weiten Bodenflächen auszubreiten beginnt.

Gleiche Erscheinungen zeigen sich im Hafen von Cuxhaven. Bald nach Niedrigwasser wurde der größte, um die Zeit des Hochwassers der kleinste Schlickgehalt beobachtet: im ersteren Falle 20,1 Gewichtsteile Schlick, im letzteren Falle 1,7 Gewichtsteile Schlick auf 100000 Gewichtsteile Wasser.

In den Ästuarien ist meistens der Schlickgehalt erheblich größer als in dem oberen Strome. In der Nähe der Sohle ist er um 5 bis 30 v. H. größer als an der Oberfläche.

Die Schlickteilchen werden im strömenden Wasser, wie alle Sinkstoffe, entweder schwebend davongetragen oder auf der Sohle fortgewälzt oder fortgeschoben. Die schwebenden Teilchen müssen sich offenbar so bewegen wie die Wasserteilchen selbst.

In den Flußmündungen mit Ebbe und Flut werden sie auf- und abwärts geführt und erreichen erst nach langem Hin- und Herschwanken die eigentliche Mündung, falls sie überhaupt dahin gelangen und nicht vorher vom Strome abgelagert werden. Nach Hübbe legt im Flutgebiet ein schwimmendes Schlickteilchen den in Fig. 282 dargestellten Weg zurück. Es befinde sich anfänglich in t', wo es durch Rückstau vorübergehend angehalten wird, dann aber seinen Weg seewärts wieder fortsetzt. Nach etwa 6 Stunden gelangt es nach e, wo nicht nur Aufstau, sondern auch wirklicher Rückstrom durch die Flut erzeugt wird. Aber schon vor dem Eintritte des Rückstromes beginnt der Wasserspiegel zu steigen, das Schlickteilchen schreitet also noch eine Zeitlang mit allmählich verzögerter Bewegung seewärts fort, während der Wasserspiegel und das Teilchen selbst schon sich heben. Dann wird es bei f durch den Flutstrom umgelenkt und schwebt langsam eine Strecke rückwärts etwa bis g. Der Scheitelpunkt der Bahnlinie liegt aber zwischen f und g, etwa in g', weil auch das Fallen des Wasserspiegels früher eintritt als der Stromwechsel. Bei jeder einzelnen Wiederholung dieser Bewegung gelangt das Schlickteilchen weiter seewärts, die Größe des Fortschreitens, in der Figur durch die Strecken eh, hl, lo, op, pq dargestellt, ist aber abnehmend. Hübbe glaubt, daß die schwebenden Sinkstoffe auf diese Weise, wenn sie nicht vorher abgelagert werden, in etwa 2 Monaten den etwa 133 km langen Weg vom oberen Ende des Flutgebietes der Elbe bis in die See zurücklegen.

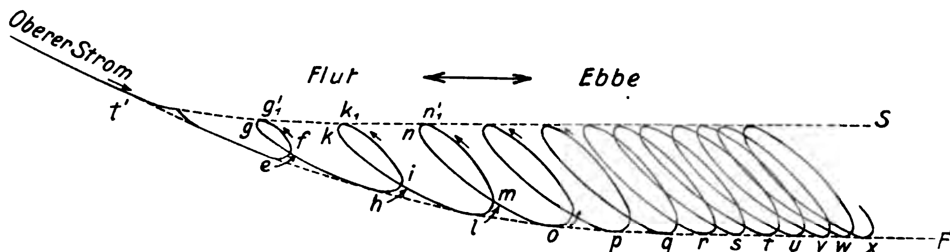


Fig. 282. Bewegung der Schlickteilchen in Ästuarien.

Der größere Teil der vom Strome mitgeführten Schlickmenge wird aber in die Einbuchtungen der Ufer geführt oder auf den überfluteten Flächen abgelagert. Diese dem Uferanwohner erwünschte Aufschlickung ist für die im Flutgebiete liegenden Häfen von großem Nachteil, nicht aber für den Stromschlauch selbst, da sie, zur Seite des letzteren vor sich gehend, eine für die Schiffahrt nur willkommene Einengung der Strombahn bewirkt, der die Erhaltung der Fahrtiefe in solchen Strömen großenteils zu verdanken ist. Hübbe bemerkt durchaus treffend, daß ein Strom, dessen Wasser nur Sand mit sich führte, im Bereiche der Meeresflut in nicht langer Zeit völlig unschiffbar werden würde.

Im eigentlichen Stromschlauche, im Talwege, lagert sich in der Regel kein Schlick ab. Nur dort, wo durch Sandbewegung eine Erhöhung der Stromsohle entstanden ist, pflegt sich Schlick abzulagern, sobald diese Erhöhung die Höhe der halben Flut erreicht oder überschritten hat. Schließlich erreicht die anfänglich sehr langsam vor sich gehende Schlickablagerung eine solche Höhe, daß auf ihr sich Pflanzenwuchs bilden kann. Nunmehr wächst die Aufschlickung sehr rasch bis zur Höhe der gewöhnlichen Flut oder auch wohl noch etwas über diese hinweg; dann verlangsamt sich wieder die weitere Erhöhung.

Da der größte Teil der vom oberen Strome herabgeführten, im Laufe des Jahres mit zwei oder drei Hochfluten gleichsam stoßweise im Flutgebiete anlangt, die Ablagerung des Schlickes und dessen Hinausführung in das Meer sich aber ziemlich gleichmäßig über das ganze Jahr verteilt, so muß es im Flutgebiete eine gewisse Grenze geben, die gewissermaßen einen Schlickbehälter bildet, in dem die von oben ankommenden Schlickmassen einstweilen aufgenommen werden und schwebend auf- und abfluten, bis sie allmählich abgelagert oder dem Meere zugeführt werden. Eine solche Stromgegend muß sich dadurch bemerkbar machen, daß dort das Wasser in der Regel schlickhaltiger ist als ober- und unterhalb.

Ausbildung des Flußbettes.

Bei großen Bettbreiten hat der Strom das Bestreben, mehrere, nebeneinander liegende, Stromrinnen auszuwaschen, die aber in fortwährendem Wechsel an der Wasserabführung teilnehmen. Im Anfange der Ebbeströmung, also kurz nach Hochwasser, wird eine andere Rinne den Hauptstromschlauch bilden wie kurz vor Niedrigwasser. Während die letztere noch durch die Ebbeströmung ausgewaschen wird, wird vielleicht eine dritte Rinne durch den in sie zuerst einlaufenden Flutstrom wieder verlandet. In jeder Tide werden nacheinander alle Rinnen zum Hauptstromschlauch, aber eine jede Rinne nur auf so kurze Zeit, daß unter Umständen keine das dauernde Übergewicht über die anderen erlangt. Da die Strömungen fortwährend andere Stellen der Flußsohle angreifen, so behält diese im Flutgebiete viel länger ihre Gestaltung bei als im oberen Flusse. Nur bei Sturmfluten und auch bei Eisgang können bedeutende Änderungen des Strombettes plötzlich eintreten oder vorbereitet werden.

Je näher der Mündung, um so breiter wird in der Regel der Strom, um so mehr bilden sich Rinnen aus, die durch Sände und bei Niedrigwasser trockenlaufende Bänke voneinander getrennt sind, und von denen dann einige vorzugsweise von der Flut, andere von der Ebbe durchströmt werden. Die Überströmung der Bänke erfolgt mehr oder minder stark abweichend von der Hauptströmungsrichtung.

Erst weiter oberhalb, dort wo diese Spaltungen bei geringerer Strombreite aufhören, liegt die Fahrrinne hart an den einbiegenden Ufern an, gegen die sich sowohl die Ebbe- als auch die Flutströmung wirft, und welche dadurch eine verhältnismäßig große Länge erhält, daß unter Abbruch des Ufers die Ebbeströmung sie nach unterhalb, die Flutströmung sie nach oberhalb verlängert. Da die nächstfolgende am anderen Ufer liegende Einbiegung sich in gleicher Weise auszudehnen bestrebt ist, so liegen sich schließlich die Enden der Fahrrinnen einander gegenüber, so daß der Übergang zwischen beiden quer zur Hauptstromrichtung liegt.

Je weiter stromaufwärts, um so mehr überwiegt die Einwirkung der durch das Oberwasser verstärkten Ebbeströmung die der Flutströmung, weil die Dauer der Ebbe in dem Maße zunimmt, in dem die der Flut abnimmt. Die stärkste Flutströmung findet kurz vor Hochwasser, die stärkste Ebbeströmung kurz vor Niedrigwasser statt. Die stärkste Durchströmung, also auch die stärkste Auswaschung des Stromschlauches findet daher bei Ebbe statt.

II. Abschnitt.

Das Entwerfen der Flußregelungen.

A. Allgemeine Gesichtspunkte.

Bei allen flußbaulichen Maßnahmen ist nie aus dem Auge zu lassen, daß die Flüsse die Aufgabe haben, das Land zu entwässern. Sie sollen daher so behandelt werden, daß sie diese Aufgabe jederzeit so erfüllen können, daß sie möglichst geringen Schaden und zugleich tunlichst großen Nutzen herbeiführen. Da nun die an einen Fluß gestellten Anforderungen nicht nur außerordentlich verschieden, sondern zum Teil sogar auch einander widersprechende sind, so ist es unmöglich, den Wünschen aller in Frage kommenden Beteiligten gerecht zu werden. Für die Fischerei würde es z. B. am besten sein, die Flüsse möglichst in ihrem verwilderten Naturzustande zu belassen, da dieser die günstigsten Lebensbedingungen für die Fische darbietet. Die Schiffahrt verlangt eine möglichst große Fahrtiefe beim kleinsten Wasser, die Landwirtschaft und die Ansiedlungen fordern eine weitgehende Sicherung gegen Hochfluten, die Industrie macht Anspruch auf eine tunlichste Ausnutzung der Wasserkraft. Den Fabriken, Ortschaften und Städten soll der gleiche Fluß wo möglich gleichzeitig als Wasserversorger und als Fortbringer ihrer Schmutzwässer dienen, während die Gesundheitspflege tunlichste Reinhaltung der Wasserläufe verlangt, usw. Nur ein Bestreben würde allen zugute kommen: die tunlichste Ausgleichung des Wasserabflusses, d. h. die Verminderung der Hochwassermenge und die Vermehrung der Niedrigwassermenge. Das Wesen dieser Maßnahme besteht in der künstlichen Zurückhaltung, in der Abflußverzögerung des Hochwassers in Verbindung mit der allmählichen Abgabe der zurückgehaltenen Wassermengen zur Zeit des Niedrigwassers: sie wird an anderer Stelle eingehend erörtert werden. Aber schon hier ist zu sagen, daß nur beim Zusammentreffen besonderer Umstände und nur in der Ausdehnung auf verhältnismäßig beschränkte Flußgebiete dieses Mittel zugleich wirtschaftlich und wirksam sein kann. Immerhin verdient es, mehr denn bisher, die ernsteste Beachtung. Und noch eine zweite Maßregel ist allen, mit alleiniger Ausnahme der Fischerei, von Nutzen: die Sicherung der Ufer gegen die Angriffe der Strömung. Mit dem Uferschutz wird nicht nur Landverlust vermieden und der Besitzstand gesichert, sondern auch — und das ist für die Ausbildung und das Verhalten des Flußschlauches besonders wichtig — die Erzeugung der vom Flusse zu bewältigenden Sinkstoffe vermindert. Es liegt aber auf der Hand, daß es um so leichter und mit um so geringeren Kosten gelingt, einen Wasserlauf zu regeln, je weniger Sinkstoffe er führt.

Selbst dort, wo der Wert des Landes ein so geringer sein sollte, daß sein Schutz die aufgewendeten Kosten nicht lohnen würde, darf man den Uferschutz nur unterlassen, wenn an den betreffenden Wasserlauf keine Schiffahrt-Ansprüche gestellt werden, und wenn die alsdann unaufhaltsam fortschreitende Verwilderung des Wasserlaufes Schäden mit sich bringen würde, die kleiner sein würden als die etwa zu bewirkenden Ausgaben für den Uferschutz. Die letztere Bedingung wird aber mit der Zunahme der Landnutzung mehr und mehr hinfällig werden. Dazu kommt, daß die nachteiligen Folgen der Flußverwilderung, von denen im vorigen Abschnitte die Rede gewesen ist, sich nicht auf das Land zu beiden Seiten der verwilderten Strecke beschränken, sondern sich in zunehmendem Maß nach oben hin bemerkbar machen.

Die Festlegung und Sicherung der angegriffenen Uferstrecken ist die erste Vorbedingung für die Regelung eines Wasserlaufes. Dabei ist es von der größten Wichtigkeit, daß die Sicherungsmaßnahmen rechtzeitig ergriffen werden, d. h. dann, wenn sich irgendwo ein Uferabbruch zeigt. Denn dieser ist in den ersten Anfängen meist so unerheblich, daß man ihm mit einfachen und wenig kostspieligen Mitteln begegnen kann, wenn man sofort einschreitet. In kaum einem Zweige des Bauwesens ist das Sichgehenlassen so bedenklich wie gerade im Flußbau. Und in kaum einem Zweige des Bauwesens ist eine ständige und sorgsame Überwachung so wichtig und notwendig wie bei den natürlichen Wasserläufen. Und schließlich: den mit der Beaufsichtigung und Unterhaltung der Flüsse beauftragten Stellen sollte die Möglichkeit sofortigen selbständigen Einschreitens und Handelns geboten sein, sofern es sich um die Unterdrückung von Schäden in ihren Anfangszuständen handelt.

Allgemeine Leitsätze.

a) Bei allen baulichen Anlagen ist die Natur des betreffenden Gewässers aufmerksam zu erforschen und die Bauanlage seiner Eigenart tunlichst anzupassen.

b) Es ist nicht genug, daß man durch Aufnahmen gewisse Schäden, wie Uferabbrüche, Untiefen usw. feststellt, sondern man soll sich bemühen, die Ursachen zu erkennen, die diese Schäden hervorgerufen haben. Erst wenn es gelingt, auf diese Ursachen einzuwirken, darf man auf einen bleibenden Erfolg der Arbeiten rechnen, die sich mit der Beseitigung ihrer Wirkungen befassen.

c) Das abfließende Wasser soll bei Hochwasser möglichst geringen Schaden, bei Niedrigwasser möglichst großen Nutzen herbeiführen.

d) Gewaltsame Eingriffe in das Bestehende sind möglichst zu vermeiden; man soll sich vielmehr den bestehenden Verhältnissen tunlichst anpassen. Eine Ausnahme bilden Flußspaltungen: sie sind, wenn irgend tunlich, durch Verbauung des Nebenarmes oder der Nebenarme zu beseitigen.

e) Eine allgemeine Vergrößerung der Geschiebebewegung wird nur ausnahmsweise geboten sein. Bei Niedrigwasser zutage tretende Geschiebebänke sind nicht — entgegen einer ebenso verbreiteten wie verhängnisvollen Anschauung — ein Zeichen ungenügender Geschiebebewegung.

f) Baggerung allein ist kein Regelungsmittel, da sie nur die Wirkungen angreift, ohne die Ursachen aufzuheben.

g) Bei schiffbaren Wasserläufen empfiehlt es sich, die durch die Bauten beabsichtigte Verbesserung, insbesondere die Vertiefung der Fahrrinne, nicht der Wirkung der Bauten zu überlassen, sondern tunlichst durch Baggerung herbeizuführen: sind die Bauten richtig angelegt, dann besteht ihre Wirkung in der Erhaltung der ausgebaggerten Tiefe.

h) Plötzliche Verminderungen der Geschwindigkeit sind schädlich, weil sie von einem Überschusse an lebendiger Kraft begleitet sind, der schädliche Sohlenauswaschungen herbeiführt. Deshalb ist solchen Wirkungen schroffer Querschnittwechsel durch bauliche Maßnahmen vorzubeugen.

i) Wo sich übermäßige Auskolkungen zeigen, seien sie natürliche oder durch Bauten hervorgerufene künstliche Bildungen, ist eine Befestigung der Sohle unter Ausfüllung der Kolke anzustreben.

Der Leitsatz f) ist deshalb aufgenommen, weil in neuerer Zeit auch von Ingenieuren die Meinung vertreten und verbreitet wird, daß man lediglich mit der Baggerung die

Verbesserung, d. h. Vertiefung der schiffbaren Flüsse bewirken könne. Da erscheint es geboten, zunächst das wörtlich anzuführen, was J. Dalmann [21], der verdiente ehemalige Hamburgische Wasserbaudirektor, darüber gesagt hat:

»Die Baggerei ist auch in weiteren Kreisen, kurz nach Einführung der Dampfkraft auf den Baggern, als das allein heilbringende Mittel längere Zeit betrachtet worden, und namentlich in denjenigen Ländern, in welchen Nichttechniker auf den Gang der Arbeiten Einfluß ausübten, hauptsächlich in England, in ausgedehntem Maße angewendet worden. Die Zuversicht, welche der Laie auf die Baggerei setzt, ist ganz erklärlich, wenn man bedenkt, daß die Bagger fast ausschließlich auf den der Schiffahrt hinderlichsten Untiefen arbeiten, und jeder gefüllte Baggereimer direkt beiträgt, diese Hindernisse aus dem Wege zu räumen; daß das durch einen Bagger geförderte Material bedeutend ist, und erst dann als unbeträchtlich erscheint, wenn man es mit den ungeheuren Mengen von Sinkstoffen vergleicht, welche durch die Ströme bewegt werden, eine Vergleichung, zu welcher der Laie meistens nicht geneigt ist; daß bisweilen wirkliche Verbesserungen in solchen Lokalitäten hervorgebracht sind, wo das Strombett nicht aus Sand, sondern aus Materialien bestand, die dem Stromangriff widerstehen; daß endlich da, wo die Baggerei in Verbindung mit stromleitenden Werken zur Anwendung gebracht ist, vornehmlich ihr der Erfolg zugeschrieben zu werden pflegt.

Geht man auf die Ursachen der Ablagerungen in sandführenden Strömen zurück, so sieht man leicht, daß diese nicht dadurch aufgehoben werden können, daß an einzelnen Stellen des Flußbettes isolierte Rücken aufgeräumt werden, daß die Tendenz des Stromes, vorzugsweise an diesen Stellen Bänke zu bilden, durch die Aufräumung nicht beeinträchtigt, daß im Gegenteil der Strom von neuem disponiert sein wird, so lange an der vertieften Stelle Material anzuhäufen, bis der frühere Zustand, den man unter den obwaltenden Verhältnissen als den Gleichgewichtszustand zwischen der Stromkraft und der Ausdehnung der Sandbänke betrachten muß, wieder hergestellt ist. Dieser Erfolg tritt in der Tat allemal ein, wenn die künstliche Einwirkung auf das Strombett aufhört, wenngleich die Zeit, welche zur vollständigen Herstellung der früheren Zustände nötig ist, wesentlich abhängt von dem größeren oder geringeren Umfange, welche den Baggeroperationen gegeben wird. Die größeren Tiefen pflegen dabei rasch abzunehmen, während ein Rest der Baggerrinne sich gemeiniglich längere Zeit erhält. Auch pflegt im Flutgebiet der Ströme der Stromschlauch, welcher zur Barre führt, sich oberhalb zu verbreitern und zu vertiefen, wenn auf der Barre beträchtliche Baggeroperationen vorgenommen sind; man darf aber aus diesem Umstande keine Hoffnung für das Verschwinden der Barre schöpfen. Die Verbesserung des Stromschlauches hat ihren Grund allein darin, daß der Strom Sand gebraucht, um die Barre wieder zu erhöhen, und diesen Sand entnimmt er vorläufig aus dem tiefen Stromschlauch und von den denselben begrenzenden Sänden, wo derselbe durch die aus den oberen Strompartien regelmäßig nachrückenden Sandmassen ersetzt wird, obwohl etwas langsamer, als er den der Barre entzogenen Sand ergänzt. Bei fortgesetzter Baggerei verändert auch wohl die Barre langsam, durch allmähliches Seitwärtsschieben oder plötzlich, ihre Lage, und man hat an alsdann immer neuen Stellen den Sand fortzuschaffen.

Da nach Beseitigung der bekanntesten Schiffahrtshindernisse immer andere und andere, etwas tiefer liegende, früher nicht beachtete Untiefen als Hindernisse auftreten und aufgeräumt werden müssen, so erreicht man sehr bald eine Grenze, über die bei einer bestimmten, fortdauernd tätigen Baggerkraft, die schiffbare Tiefe nicht getrieben werden kann, für welche die Kraft der Bagger mit der Menge des vom Strom abge-

lagerten Materials im Gleichgewicht ist. Durch Vermehrung der Baggerkraft kann diese Grenze erweitert werden, es nimmt aber ersichtlich die von neuem gewonnene Tiefe, im Vergleich zur Vermehrung der Baggerkraft, in sehr schwachem Verhältnisse zu, da nicht allein die Länge der auszutiefenden Sände, sondern auch deren Anzahl mit der größeren Tiefe wächst und überdem das Material zu größerer Höhe gefördert werden muß. Man sieht sich daher, selbst wenn bedeutende Geldmittel zu Gebote stehen, bald an der Grenze der Verbesserung, die nicht überschritten, sondern bei stets andauernder Arbeit nur erhalten werden kann. Diese Umstände haben faktisch die Unzulänglichkeit des oft vorgeschlagenen Mittels der Baggerei bewiesen und die früher gehegten Hoffnungen niedergeschlagen, durch ausgedehnte Anwendung desselben zu dauernder Verbesserung zu gelangen — — —. Die Baggerei darf daher nicht neben den Mitteln zur Stromkorrektion aufgeführt werden, sondern sie findet ihre Stelle bei denjenigen Arbeiten, welche man zur rascheren Ausbildung des durch Bauwerke geregelten Stromlaufes vornimmt. Hier kann sie als sekundäres Hilfsmittel von großem Nutzen sein.«

Auf dem ersten Kongreß für Seebauten, Paris 1889, hat der französische Ingenieur Pasqueau nach [28] sich zu der Frage der Baggerung wie folgt ausgesprochen:

»Wenn ich an einem Ufer eine tiefe Rinne baggere, so ziehe ich die Strömung nach diesem Ufer; diese so angezogene Strömung wird sich auf natürliche Weise erhalten, weil ja infolge der künstlich vergrößerten Tiefe die räumende Kraft des Wassers an diesem Ufer ebenfalls größer geworden sein wird. Ich füge hinzu, daß, wenn ich diesen Zustand während einiger Jahre unterhalte, das entgegengesetzte Ufer verflachen wird, daß es sich allmählich als flacher Strand ausbilden wird und so dazu beiträgt, mehr und mehr die Fahrrinne am anderen Ufer zu befestigen. Ich sage also, daß man auf Flüssen dieser Art dazu kommen kann, eine Fahrrinne an dem dazu bestimmten Ufer festzulegen, nicht indem man mit ungeheurem Kostenaufwand dieses Ufer zu einer unnützen Konkaven ausbildet, sondern vielmehr indem man im Fluß an diesem Ufer entlang eine Rinne zur Anziehung des Wassers freilegt, welche den Erfolg haben wird, die Strömung nach dieser Seite zu ziehen und am jenseitigen Ufer die Bildung eines flachen Strandes hervorzurufen. Daraus folgere ich, daß man in diesen Flüssen dauernde Erfolge erzielen kann durch Baggerungen, die mit Verständnis angesetzt und bis zu einer Tiefe ausgeführt sind, die größer ist als die der benachbarten Rinnen, weil diese Baggerungen dann den Erfolg haben, nicht nur die Ablagerungen mit fortzuführen, die sich wieder bilden könnten, sondern vielmehr eine dauernde Änderung des Flußbettes selbst hervorzurufen in dem Sinne, der notwendig ist, um die Beständigkeit des Zustandes sicherzustellen, den man künstlich hergestellt und zeitweilig unterhalten hatte — — —. Das Gesetz von der Wasseranziehung ist auf Flüssen mit mäßigen Breiten oft stärker als das Gesetz des konkaven Ufers und es gilt als unbeschränkte Herrscherin in den weiten Flußmündungen mit Ebbe und Flut. Die Richtung der Strömung in diesen Flüssen wird allgemein nicht etwa durch die Gestalt der Ufer bestimmt, sondern vielmehr durch die Gestalt der Sohle nach dem Gesetz, das ich das Gesetz von der Wasseranziehung (loi de l'appel des eaux) nenne.«

Nun kann allerdings im Flutgebiete der Ströme, aber auch nur dort, in einer geregelten Flußstrecke lediglich durch Baggerung der Flußschlauch erheblich und dauernd vertieft werden, da jede Querschnittvergrößerung, falls sie bei entsprechender Ausbildung der ganzen seewärts gelegenen Flußstrecke von der aufkommenden Flut-

welle ungehindert erreicht werden kann, eine Vermehrung der ein- und ausfließenden Wassermenge herbeiführt. Das hat vermutlich Pasqueau sagen wollen. Er hätte aber sich zutreffender ausgedrückt, wenn er von der Vermehrung der Wassermenge durch Baggerung im Flutgebiete gesprochen hätte. Der von ihm geprägte Ausdruck ist in seiner Allgemeinheit ein Schlagwort bedenklicher Art: es gibt eben kein Gesetz von der Wasseranziehung. Die hier auftretenden Erscheinungen sind vielmehr auf den Druck des strömenden Wassers zurückzuführen, wie das der belgische Ingenieur Vandervin [29] sehr überzeugend ausgesprochen hat.

B. Regelung der schiffbaren Wasserläufe.

§ 1. Oberhalb ihrer Mündungsgebiete.

Einen schiffbaren Fluß durch Regelung (Regulierung) in seiner Schiffbarkeit möglichst verbessern, heißt: ihn unter Belassung und unter Mitwirkung seiner freien Strömung durch bauliche Maßnahmen für die Schiffahrt möglichst günstig gestalten.

Die Schiffahrt hat mit zwei Hauptübelständen zu kämpfen: mit zu scharfen Krümmungen und mit mangelnden Fahrtiefen auf den Übergängen oder Furten. Wir haben im vorigen Abschnitt entwickelt, wie sich beide gegenseitig bedingen, voneinander abhängen. Wir haben gesehen, daß diese Unregelmäßigkeiten, deren Beseitigung oder wenigstens Milderung im Schiffahrtsinteresse notwendig erscheint, sich zeigen durch Unregelmäßigkeiten des Wasserspiegelgefälles. Indem man letzteres regelt, regelt man den Strom selbst. Im großen und ganzen kann man jedoch an dem in bestimmten Grenzen gegebenen Gesamtgefälle nichts ändern, da ja letzteres sich so herausgebildet hat, wie es den natürlichen Eigenschaften des Flusses entspricht. Man kann nur innerhalb dieser Grenzen die örtlichen Gefälleunregelmäßigkeiten beseitigen, d. h. höchstens einen örtlichen Ausgleich der Gefällelinie herbeiführen. Da nun die Gefälleunregelmäßigkeiten am stärksten sind beim kleinsten Wasserstande, so wird man letzteren zugrunde zu legen haben. Ist bei Niedrigwasser Gefälleausgleich vorhanden, dann wird er bei einem einheitlich und sachgemäß ausgebildeten Flußschlauche auch bei höheren Wasserständen vorhanden sein.

Es ergibt sich aus den Darlegungen des vorigen Abschnittes, daß der Fluß so zu behandeln ist, daß das steigende Wasser die Furten möglichst wenig hebt, das fallende Wasser sie möglichst viel vertieft, auswäscht. Die Regelungsbauten sind so anzulegen, daß sie bei Niedrigwasser die größte und bei Hochwasser die kleinste Wirkung ausüben und daß die Auswaschung der Übergänge stets an der gleichen Stelle vor sich geht. Dabei wird es, wie die Erfahrung zeigt, genügen, nur einige, nicht alle Übergänge durch Bauten festzulegen, für den Stromstrich gewisse Festpunkte zu schaffen.

Auf den festliegenden natürlichen Furtquerschnitten wird sich bei Niedrigwasser die größte, sich selbst erhaltende, Furttiefe vorfinden, da jene die größte Arbeitsleistung des Gewässers auf den Furten darstellen. Der Querschnitt einer guten Furt steht senkrecht zum Stromstrich. Die Querschnittform einer guten Furt ist daher eine symmetrische Schale, deren Achse mit dem Stromstrich zusammenfällt. Es ist auf Grund zahlreicher Peilungen erlaubt, als Form dieser Schale eine quadratische Parabel anzunehmen.

Ehe aber das Niedrigwasserbett behandelt werden kann, muß der Ausbau des sich über der Niedrigwasserlinie erhebenden Teiles des Flußschlauches vollendet sein,

müssen sich die Verhältnisse des Flußbettes der durch diesen Ausbau bewirkten Änderung des Arbeitsvermögens angepaßt haben. Die diesem Ausbau zugrunde zu legenden Rücksichten sind die folgenden:

Da der Strom bei Hochwasser ein übermäßiges Arbeitsvermögen hat, so ist beim Ausbau des Hochwasserschlauches alles zu vermeiden, was eine Vermehrung des Arbeitsvermögens nach sich ziehen würde. Eine Umformung solcher natürlicher Hochwasserquerschnitte, die, indem sie sich dem Arbeitsvermögen des Hochwassers angepaßt haben, während eines Hochwassers nur geringe Veränderungen erleiden, in schmälere und tiefere ist stets mit dem Übelstande verbunden, daß wegen des vermehrten Arbeitsvermögens eine vermehrte Auswaschung der Sohle eintritt, daß also größere Geschiebemassen als früher in Bewegung gesetzt werden, wobei die Kolke vertieft, die Übergänge erhöht, also die Unregelmäßigkeiten der Bettsohle vergrößert werden.

Wo man also im Landeskulturinteresse der Hochwasser-Eindeichung bedarf, kann nicht mehr an den Fluß das Verlangen gestellt werden, nach dem Hochwasser keine größeren Veränderungen aufzuweisen: diese sind die unausbleiblichen, die natürlichen Folgen der übermäßigen Vermehrung des Arbeitsvermögens des Hochwassers.

Jeder Wasserspiegel muß feste Ufer vorfinden, wenigstens an den Stellen, wo jene infolge der Grundrißgestaltung des Wasserlaufes einen Angriff erfahren. Zunächst sind daher die Ufer in der Hochwasserlinie zu befestigen oder neue feste Hochufer zu schaffen. Zwischen Hochwasser und Mittelwasser wird gewöhnlich der Fluß ausufern, so daß bis zu einer gewissen Höhe über dem mehr oder minder bordvollen Mittelwasser die Oberflächen der Vorländer die jeweiligen Uferlinien bilden. Da wegen der geringen Wassertiefen über den Vorländern starke Strömungen sich nicht ausbilden können, so wird meistens durch Erhaltung einer Gras- oder niedrigen Pflanzendecke auf jenen der erforderliche Schutz herbeigeführt werden. Nur dort, wo Graswuchs usw. nicht gedeiht, ist eine Befestigung durch Querbauten, die in Vorlandhöhe abzupflastern sind, notwendig.

Bei einem sich selbst überlassenen Wasserlaufe werden die Ufer für Mittelwasser durch die natürlichen Einfassungen des eigentlichen Stromschlauches gebildet. Beim zu regelnden Strome wird man zunächst nach Möglichkeit durch Verbauung der Nebenarme einen einheitlichen Stromschlauch zu schaffen suchen, so daß für Mittelwasser an gewissen Stellen die Anlage künstlicher neuer Ufer sich nicht wird umgehen lassen. Letztere wird man nach Festlegung einer, einen einheitlichen Stromschlauch herbeiführenden, sich im übrigen an die vorhandenen natürlichen Linien möglichst anschließenden Linienführung so auszubauen haben, daß sie gegen Abbruch dort gesichert sind, wo ein solcher wegen der Grundrißgestaltung des Stromschlauches zu erwarten ist. Die Linienführung ist außerdem von dem den Mittelwasserufern zu gebenden gegenseitigen Abstande abhängig.

Da zwischen Wassermenge, Größe und Form des Abflußquerschnittes, Spiegelgefälle und Bettbeschaffenheit für den Gleichgewichtszustand nur ein ganz bestimmtes Verhältnis besteht, dieses Verhältnis aber wegen unserer Unkenntnis der gesetzmäßigen Abhängigkeit der höchst verwickelten Bewegungsvorgänge des fließenden Wassers sich rechnerisch nicht bestimmen läßt, um so weniger, als wir es in der Wirklichkeit stets mit ungleichförmiger, namentlich durch die inneren Bewegungen hervorgerufener Geschwindigkeit zu tun haben, so ist hier der rein empirische Weg der beste, da er mehr vor Täuschungen bewahrt als die scharfsinnigste Rechnung, da alle Rechnungen einen unmöglichen Fluß voraussetzen, d. h. nur unter solchen Voraussetzungen möglich sind, die in der Wirklichkeit nicht erfüllt werden. Man wird daher gut tun, den

Mittelwasserquerschnitt nach solchen natürlichen Querschnitten des ungeregelten Flusses zu bemessen, die erfahrungsgemäß sich gut erhalten. Wenn man aber solche gute Naturquerschnitte auf Strecken gleicher Stromverhältnisse einheitlich durchführt, wird man nur dann sich ähnlich verhaltende Querschnitte erwarten dürfen, wenn die Vorbedingungen, unter denen jene sich herausgebildet haben, überall die gleichen sind.

Die Strecken, die sich in einem sich selbst überlassenen Wasserlaufe gut ausgebildet haben und gut ausgebildet bleiben, sind stets so gelegen, daß sie vom Hoch- und Mittelwasser in der gleichen Richtung durchströmt werden. Das ist nur dort möglich, wo ein bis über Hochwasser hinaufreichender, einheitlich geschlossener Querschnitt die Ausuferung des Hochwassers verhindert, oder dort, wo das ausufernde Hochwasser von der Strömungsrichtung des Mittelwassers nicht abweicht. Letzteres tritt allgemein ein in den Scheiteln der Hohlufer und in solchen geradlinigen Strecken, die in der Strömungsrichtung des ausufernden Hochwassers liegen. Auf allen diesen Strecken unterstützen sich die Wirkungen von Hoch- und Mittelwasser: sie sind insofern ganz ausgesprochene Erosionsstrecken, als sich vermöge dieses Zusammenwirkens der Flußschlauch daselbst verhältnismäßig tief eingegraben hat. Sie sind daher meistens Strecken mit verhältnismäßig kleiner Breite und schwachem Gefälle, das kleiner ist als das im günstigsten Falle zu erreichende örtliche Ausgleichsgefälle. Ober- und unterhalb jener von Natur gut ausgebildeten Strecken sind Gefällebrüche vorhanden. Indem man die diesen Strecken eigenen Mittelwasserbreiten auf Strecken gleicher Wasserführung — z. B. von Nebenflußeinmündung zu Nebenflußeinmündung — einheitlich durchführt, wird allerdings in einem gewissen Grade die so behandelte Flußstrecke eine Verbesserung dadurch erfahren, daß die Breiteneinschränkung zunächst eine Geschwindigkeitsvergrößerung hervorruft. Es entsteht eine einseitige Vermehrung des Arbeitsvermögens und infolge dieser eine vorübergehende Störung des Gleichgewichtszustandes zwischen der Angriffskraft des fließenden Wassers und dem Widerstandsvermögen der Sohle, die erst dann gehoben sein wird, wenn das Arbeitsvermögen auf seinen ursprünglichen Wert wieder herabgesunken sein wird. Letzteres ist aber nur möglich durch eine Auswaschung, eine Vertiefung der Sohle, indem nur dadurch eine Gefälleermäßigung herbeigeführt wird, wie sie dem wegen der nunmehr günstigeren Querschnittsform kleiner gewordenen Gefällebedürfnisse entspricht. Gefälleermäßigung kann sich aber nur einstellen durch eine flußaufwärts zunehmende Senkung des Wasserspiegels. Schließt sich die geregelte Strecke an die gute Naturstrecke stromabwärts an, dann wird das Gefälle auf der letzteren notwendigerweise zunehmen müssen: es tritt in der Naturstrecke als Folge der Regelung unterhalb eine Vermehrung des Gefälles, eine Senkung des Wasserspiegels, eine Verminderung der Tiefe ein. Liegt die geregelte Strecke oberhalb der vorbildlichen Naturstrecke, dann werden ebenfalls die Vorbedingungen geändert, unter denen letztere sich ausgebildet hat. Das Gefälle in der geregelten Strecke ermäßigt sich unter Senkung des Wasserspiegels, das Wasser tritt daher mit einem gegen früher geringeren Arbeitsvermögen in die Naturstrecke ein. Die die Vertiefung der Sohle bewirkenden inneren Bewegungen bilden sich in der Naturstrecke weniger aus als früher: die durch die Sohlenauswaschung in der geregelten Strecke losgerissenen Geschiebe werden zum Teil, die Sohle erhöhend, liegen bleiben. Dadurch wird in der Naturstrecke eine Hebung des Wasserspiegels oberhalb, eine Vergrößerung des Gefälles unterhalb eintreten.

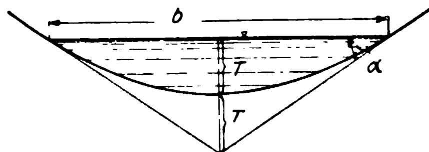


Fig. 283.

Bei den hier anzustellenden Rechnungen genügt es, als Querschnittform die quadratische Parabel zugrunde zu legen, deren Form durch das natürliche Böschungsverhältnis der Ufer in Wasserspiegelhöhe bestimmt ist, welch letzteres dem Mittel der gepeilten Böschungsverhältnisse gleich gesetzt werden kann. Wie Teubert [30] hervorgehoben hat, besteht für die quadratische Parabel, Fig. 283, die Beziehung

$$\operatorname{ctg}\alpha = m = \frac{b}{6 \cdot t}, \tag{8}$$

worin

$$t = \frac{2}{3} \cdot T$$

ist.

Es ist ferner

$$F = \frac{2}{3} \cdot b t. \tag{9}$$

Die Rechnung gestaltet sich nun wie folgt.

Gegeben: J, Q und m.
Gesucht: F, b und t.

Aus

$$F = \frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = \frac{2}{3} \cdot bt \quad \text{und} \quad b = 6 \cdot mt$$

ergibt sich

$$\frac{Q}{c\sqrt{tJ}} = 4 \cdot mt^2.$$

Somit

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q}{mc}\right)^2 \cdot \frac{1}{16 \cdot J}}. \tag{10}$$

Da außer t noch c unbekannt ist, so muß mit einem angenommenen Werte c eine erste Proberechnung angestellt und gegebenenfalls einmal oder mehrmals wiederholt werden.

Zahlenbeispiel: $J = 0{,}0004$; $Q = 500$ cbm; $m = 10$.

1. $c = 40$.

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{500}{10 \cdot 40}\right)^2 \cdot \frac{1}{16 \cdot 0{,}0004}} = 3{,}0 \text{ m}.$$

Für $t = 3{,}0$ m ist nach Hermanek $c = 44{,}8$.

2. $c = 44{,}8$.

$$t = 2{,}87 \text{ m}.$$

Für $t = 2{,}87$ ist $c = 44{,}4$, also genügende Annäherung!

Ferner wird

$$b = 6 \cdot 10 \cdot 2{,}88 = 172{,}2 \text{ m} \cong 172{,}0 \text{ m},$$

$$F = \frac{2}{3}\, bt \cong 329{,}0 \text{ qm},$$

$$T = \frac{3}{2} \cdot t = 4{,}31 \text{ m}.$$

Nun werden sich aber bei einheitlicher Durchführung der gefundenen Mittelwasserbreite auf Strecken gleicher Stromverhältnisse die vorausgesetzten ausgeglichenen J und t keineswegs einstellen. Das wäre nur möglich, wenn das Flußbett durchweg starr ausgebaut und die Geschiebebewegung gänzlich aufgehoben werden könnte. Ein mit natür-

lichem Gefälle in beweglichem Bett fließender Wasserlauf wird stets als eine seiner natürlichen Eigenschaften in unaufhörlicher Aufeinanderfolge ein Übermaß und ein Mindermaß an Arbeitsvermögen aufweisen: jenes wird durch innere Bewegungen unter Auskolkung des Flußbettes sich verzehren und dieses das Aufwerfen der Furten bei steigendem Wasser nicht verhindern können.

Man sieht, daß man nicht imstande ist, gute Naturquerschnitte durch Regelung lediglich mittels Breitenbeschränkung einheitlich durchzuführen. Bestenfalls kann eine solche Regelung nur bewirken, daß die Unregelmäßigkeiten der Gefällelinie vermindert werden. Gleichzeitig erfahren aber die von Natur guten Strecken eine Verminderung ihrer Tiefe. Die zu erreichende Tiefe wird also stets kleiner sein als die der Musterquerschnitte. Man wird genügend genau die bei Mittelwasser zu erreichenden Tiefen finden aus Peilungen und Einwägung des Gefälles, indem man den Abstand bestimmt zwischen der die Gefälleunregelmäßigkeiten ausgleichenden neuen Gefällelinie und der ausgeglichenen Sohle. Diese Ermittlungen sind aber nur statthaft für solche Strecken, die vom Mittel- und Hochwasser in der gleichen Richtung durchströmt werden. Wo beide Richtungen voneinander abweichen — und das ist der Fall auf allen Übergängen von einem Ufer zum anderen — wird die Breiteneinschränkung in Mittelwasserhöhe deshalb keine nennenswerte Vertiefung nach sich ziehen können, weil das die Übergänge quer überströmende Hochwasser die Wirkungen des Mittelwassers beeinträchtigen wird. Anders ist es vor den Hohlufern in den Krümmungen. Hier unterstützen sich Mittel- und Hochwasser: die Vertiefung bleibt dauernd. Der Unterschied zwischen Übertiefe vor den Hohlufern und Untiefe auf den Übergängen wird also gegen früher vergrößert. Die Gefälleunregelmäßigkeiten des geschlängelten Flusses bleiben im großen und ganzen bestehen. Jedenfalls ist der Gesamterfolg in bezug auf die Tiefenvermehrung deshalb ein unbedeutender, weil gleichzeitig sich Sohle und Wasserspiegel senken, so daß der Gewinn an Tiefe nur der Unterschied zwischen diesen Senkungen ist, der sogar unter Umständen gleich Null werden kann. Die Durchführung eines schmaleren einheitlichen Mittelwasserbettes kommt vorzugsweise der Vorflut zugute, da der Wasserlauf sich tiefer einschneidet. Aber in dem tiefer eingeschnittenen Laufe finden sich bei Niedrigwasser im großen und ganzen ähnliche Gefälleunregelmäßigkeiten wieder wie früher. Die Regelung lediglich durch Breiteneinschränkung des Mittelwasserbettes kann daher nicht den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit herbeiführen.

Dem widerspricht durchaus nicht die Tatsache, daß man nur mit der Breiteneinschränkung des Mittelwasserbettes erhebliche Erfolge erzielt hat. In allen solchen Fällen hat es sich aber um die Regelung gänzlich verwilderter Flüsse gehandelt, mit vielen Inseln, Nebenarmen usw. Die Erfolge mußten erhebliche sein, weil man vor allem an Stelle dieser in viele Arme sich verzweigenden Flußläufe einen einheitlichen Schlauch durch Verbauung der Nebenarme schaffte, in dem naturgemäß eine erheblich größere Wassertiefe sich einstellen mußte als in dem alten Laufe. Ist aber einmal ein Fluß im großen in solcher Weise geregelt, dann ist eine nennenswerte Vergrößerung der Fahrtiefe durch weitere Breiteneinschränkung nicht herbeizuführen. Je verwilderter ein Fluß ist, um so leichter ist es, große Erfolge durch Regelung mittels Breiteneinschränkung herbeizuführen. Je mehr aber durch Ausbau der Ufer und Verbauung der Nebenarme ein regelmäßiger Flußlauf geschaffen ist, um so schwerer ist es, durch weitere Anwendung des Mittels der Breiteneinschränkung an Fahrtiefe zu gewinnen. Einen verwilderten Fluß auf die doppelte Fahrtiefe zu bringen ist viel leichter als einen geregelten Fluß um wenige Zentimeter zu vertiefen.

Die Mittelwasserufer gehen in die Sohle über entweder in ziemlich einheitlicher und zugleich verhältnismäßig steiler Neigung — das ist der Fall, an den übrigens in möglichst flacher Böschung auszubauenden Hohlufern — oder ihnen ist in den Ausbuchtungen in verhältnismäßig geringer Tiefe unmittelbar oder mittelbar eine flach auslaufende Geschiebebank vorgelagert. Da die Oberflächen der letzteren den schädlichen Überströmungen der höheren Anschwellungen ausgesetzt sind, so sind sie durch Querbauten oder Querrippen festzulegen, deren befestigte Kronen ihre Oberfläche an ihrer höchsten Stelle nicht überragen aber in einheitlicher Längenneigung in die Sohle sanft auslaufen. Diese Querbauten, die an den landseitigen Enden mit dem Mittelwasserufer fest zu verbinden sind, begrenzen in Niedrigwasserhöhe das Niedrigwasserufer, das somit hier der natürlichen Grundrißform der Geschiebebänke folgt, wobei jedoch die unregelmäßigen Begrenzungen der letzteren durch möglichst schlanke und einheitliche Kurven auszugleichen sind. Die Befestigung der hohlen Steilufer vervollständigt den Uferausbau in der Krümmung.

Die Bettsohle wird immer noch eine der Grundrißgestaltung entsprechende Aufeinanderfolge von Kolken und Untiefen aufweisen. Wir haben bis jetzt nur einen einheitlichen Flußschlauch geschaffen, dessen Ufer gegen die Angriffe der über Niedrigwasser sich erhebenden Anschwellungen gesichert sind.

Jetzt erst sind die eigentlichen, die Gefälleunregelmäßigkeiten beseitigenden Regelungen vorzunehmen. Letztere sollen eine Vermehrung des Gefälles über den Kolken und gleichzeitig eine Verminderung desselben auf den Übergängen herbeiführen. Sie sollen eine größere Tiefe auf den Übergängen schaffen, also das dem fließenden Wasser innewohnende Arbeitsvermögen während der Durchströmung der arbeitverzehrenden Kolke erhalten.

In der Krümmung treten aber, wie früher dargelegt, als arbeitverzehrend drei Einflüsse auf:

1. Richtungsänderung,
2. Formänderung, und zwar Querschnittvergrößerung, und
3. Loslösung und Fortführung der Sinkstoffe.

Die Richtungsänderung wird im großen und ganzen beibehalten werden müssen. Höchstens ist durch Abflachung etwa zu scharfer Krümmungen der Einfluß zu 1. unbedeutend zu mildern. Es bleibt somit die Einwirkung auf 2. und 3. übrig. Was die erstere angeht, so ist der einseitig vertiefte und erweiterte Querschnitt durch Hebung der Sohle in einen flacheren von mehr symmetrischer Form zu verwandeln. Um aber diese neue Form zu sichern, ist die Befestigung der neuen Sohle erforderlich. Beides läßt sich durch Herstellung von Grundschwellen erreichen, die, in empirisch zu bestimmenden gegenseitigen Abständen die Sohle durchquerend, einerseits in die flachauslaufenden Querbauten oder Querrippen des ausbuchtenden Ufers übergehen und andererseits sich in flacher Böschung an das hohle Steilufer in Niedrigwasserhöhe anschließen. Durch diese Sohlenerhöhung und Querschnittumformung wird der Wasserspiegel oberhalb des Kolkes sich heben. Indem sich diese Spiegelerhebung nach Art der Staukurve flußaufwärts asymptotisch der ursprünglichen Spiegellinie nähert, so wird mit der Ermäßigung des zu starken Gefälles auf dem oberhalb liegenden Rücken gleichzeitig auch die Wassertiefe daselbst eine Vermehrung erfahren. Diese Tiefenvermehrung wird dadurch noch vergrößert, daß nunmehr die Ursache der Gefälleunregelmäßigkeiten, die Furtenbildung bei steigendem Wasser durch übermäßige Auswaschung der Kolke, in weit geringerem Maße als früher auftreten kann. Das steigende Wasser kann nunmehr

die Furten nur wenig heben, während ihre Auswaschung durch das fallende Wasser in stärkerem Maße als früher eintreten muß. Sollte wegen besonders fester Lagerung der die Furten bildenden Schichten die Kraft der Strömung hierzu nicht ausreichen, dann kann man mittels Baggerung die Furtrücken beseitigen, ohne deren Neubildung befürchten zu müssen, da die Ursache derselben, die arbeitverzehrende Tätigkeit der Kolke, aufgehoben oder doch vermindert worden ist. Die von den Furtrücken losgelösten Sinkstoffe werden in den Zwischenräumen zwischen den Grundschwellen des nächsten Kolkes unterhalb aufgefangen, somit jene zur Verlandung bringen.

Die im günstigsten Falle zu erwartende Wirkung bezüglich der Tiefenvermehrung wird man dadurch genau genug einschätzen können, daß man, von der die unregelmäßige Niedrigwasser-Gefällelinie ausgleichenden neuen Gefällelinie ausgehend, deren Abstand von der entsprechenden Ausgleichungslinie des im Talwege aufgenommenen Längenschnittes der Sohle bestimmt. Letztere bestimmt auch die Höhe der Grundschwellen.

Um den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit festzustellen, geht man bei einem auf Mittelwasser geregelten Flusse von den natürlichen Verhältnissen der guten, ortsbeständigen Furtquerschnitte beim kleinsten Wasser aus. Sie weisen das in der Flußstrecke beim kleinsten Niedrigwasser vorkommende größte Gefälle auf. Mit diesem größten Gefälle J_{max} und dem durch Peilung zu ermittelnden Böschungsverhältnisse der Ufer des Furtquerschnittes m in Höhe des Kleinstwasserspiegels wird man die beim kleinsten Wasser erreichbare mittlere Tiefen einschätzen können mit Hilfe der in Gleichung (10) gefundenen Beziehung

$$t = \sqrt[5]{\left(\frac{Q_{min}}{m \cdot c}\right)^2 \cdot \frac{1}{16 \cdot J_{max}}}. \tag{11}$$

Hinsichtlich der Frage, ob die dem vorbildlichen Furtquerschnitte eigene Kleinstwasserbreite, $b = 6 \cdot mt$, auf Strecken gleicher Stromverhältnisse einheitlich durchzuführen ist, ist zu beachten, daß, genügende Beweglichkeit der Sohle vorausgesetzt, jede Einschränkung eine Vertiefung und Gefälleverminderung und jede Verbreiterung eine Verflachung und Gefällevermehrung bewirkt. Da nun in den Kolkstrecken der Krümmungen bereits eine übergroße Tiefe und demgemäß ein Gefälle vorhanden ist, das kleiner ist als das mögliche Ausgleichsgefälle, so ist, falls die Durchführung der Furtbreite b eine Einengung der Krümmungsstrecken erforderlich machen würde, von dieser Abstand zu nehmen. Die Kleinstwasserbreite des geregelten Stromes wird daher im allgemeinen zwischen einem Kleinstwerte auf den Übergängen und einem Größtwerte in den Kolk- und Krümmungsstrecken sich verändern. Es liegt auf der Hand, daß die Übergänge von der kleinsten zur größten und von dieser zur kleinsten Breite sanft und allmählich erfolgen müssen.

Wir fassen die Ergebnisse unserer Darlegungen in folgende Sätze zusammen:

1. Durch die Regelung kann höchstens herbeigeführt werden eine nur auf Strecken einheitlicher Stromverhältnisse durchzuführende Ausgleichung des Gefälles der Niedrigwasserlinie.

2. Dieser mögliche, im günstigsten Falle zu erreichende Gefälleausgleich kann erst dann festgestellt und durch Bauten und Baggerungen herbeigeführt werden, nachdem der Ausbau des sich über Niedrigwasser erhebenden Teiles des Flußschlauches vollendet ist und nachdem die Verhältnisse des Flußbettes sich der durch den Ausbau des Mittel- und Hochwasserbettes bewirkten Änderung des Arbeitsvermögens angepaßt haben.

3. Behufs Herbeiführung und dauernder Erhaltung dieses Gefälleausgleiches sind nach Festlegung der Niedrigwasserufer die Sohlenunregelmäßigkeiten des Längen- und Querschnittes auszugleichen und ist die Sohle dort zu befestigen, wo sie infolge der Grundrißform des Flußschlauches einen Angriff des Wassers erfährt.

Breiteneinschränkung allein kann nicht den erreichbaren Grad der Schiffbarkeit bei Niedrigwasser herbeiführen: auch dann nicht, wenn sie durch Baggerung unterstützt wird.

Es soll nicht unterlassen werden, ausdrücklich hervorzuheben, daß unseren Darlegungen und Voraussetzungen ein gewisser akademischer Charakter beiwohnt. So wird z. B. eine vollkommene Stabilität der Flußsohle während des Hochwassers nie eintreten, sie wird überhaupt so lange nicht eintreten, solange noch in der Erosion befindliche Nebenflüsse Geschiebe in den Hauptfluß werfen, solange noch Uferabbrücke stattfinden. So werden in der Wirklichkeit viele, meist rechtliche Rücksichten den rationellen Ausbau eines Flußschlauches unmöglich machen: unregelmäßig die Ströme einfassende Hochwasserdeiche, unzweckmäßige und stromstörende Ansiedelungen wird man nur selten beseitigen können. Alsdann muß man das Gute dem Besseren vorziehen, d. h. trotz solcher Zustände nur das Kleinwasserbett regeln und durch wiederkehrende Baggerungen in gutem Zustande erhalten.

Schon G. Hagen hat in seinem Handbuche der Wasserbaukunst ausgesprochen, daß es für die Ansprüche, die man von seiten des die Wasserstraßen benutzenden Publikums an die Schiffbarkeit der Ströme stellt, keine Grenze gibt, während doch die natürliche Beschaffenheit der Ströme die Ausdehnung über ein gewisses Maß hinaus unbedingt verbietet.

Als Beispiel einer vorbildlichen Planung kann der Entwurf der Weserregelung dienen. Wir entnehmen den darüber veröffentlichten Mitteilungen von L. Sympher [31] das folgende.

Nach Festsetzung der Abflußmengen wurde durch genaue Aufnahmen der vorhandene Zustand der Weser festgestellt. Eine Reihe von Versuchstrecken, die meist schon, wie überhaupt der größte Teil der Weser, für Mittelwasserverhältnisse einigermaßen geregelt waren, wurden besonders während längerer Zeit beobachtet, um daraus Schlüsse für einen möglichst günstigen Querschnitt der Weser bei Mittel- und Niedrigwasser zu ziehen. Der neue Entwurf sollte sich den örtlichen Verhältnissen möglichst anpassen und nur solche Verbesserungen aufweisen, wie sie bereits vorhandene gute Stellen des Flusses als möglich erscheinen ließen.

Weiter wurden die zu erstrebenden Längengefälle festgesetzt. Hierbei wurden für die einzelnen Flußabschnitte Höchstgefälle bestimmt. Ein vollständiger Gefälleausgleich wird nur in denjenigen Strecken angestrebt, bei denen das Höchstgefälle vorkommt. Im übrigen soll ein Ausgleich nur soweit erfolgen, daß ein regelmäßiger Ausbau mit nicht zu oft wechselnden Querschnittgrößen möglich ist. Nach Feststellung der Gefälle wurden die Querschnitte bestimmt, sowohl hinsichtlich der guten Wasserabführung als auch der Schiffahrtsbedürfnisse. In letzterer Beziehung wurde für die Sohle eine solche Mindestbreite festgesetzt, daß an jeder Stelle zwei beladene Schleppzüge sich kreuzen können. In gleicher Weise wurden die Anforderungen an die Wassertiefen bei Mittelkleinwasser bestimmt. Dabei wurde angenommen, daß der Fluß unterhalb der wagerecht entworfenen Normalsohle noch eine dem Flußgeschiebe angemessene parabelförmige Vertiefung ausbilden werde.

Mit diesen Annahmen wurden die Normalquerschnitte für jede Flußstrecke berechnet, wobei innerhalb desselben Flußabschnittes dort die größte Querschnittfläche

sich ergab, wo das Gefälle am schwächsten war und umgekehrt. Um aber zu große Abweichungen in den Breiten zu vermeiden, stand man vor der Wahl, für einen bestimmten Flußabschnitt entweder eine konstante Sohlenbreite oder aber eine konstante Spiegelbreite festzusetzen. Im ersteren Falle werden die Querschnitte in den Strecken stärksten Gefälles die steilsten Böschungen und die geringste Spiegelbreite aufweisen. Mit abnehmendem Gefälle werden die Böschungen flacher und die Spiegelbreite größer. Im letzteren Falle ergeben sich bei stärkstem Gefälle flache Böschungen und kleinste Sohlenbreite, bei schwachem Gefälle aber steile Böschungen und große Sohlenbreite. Sympher bemerkt weiter sehr zutreffend, daß es im allgemeinen mehr im Schiffahrtsinteresse liegen würde, wenn bei stärkstem Gefälle noch verhältnismäßig große Sohlenbreiten und steile Uferneigungen vorhanden wären, während mit Rücksicht auf die gute Hochwasserführung das Umgekehrte erwünscht sein würde. Man hat mit Recht sich für das letztere entschieden.

In geraden Strecken und flachen Krümmungen wird der Weserquerschnitt im allgemeinen symmetrisch zur Mittellinie des Flusses ausgebildet, in scharfen Krümmungen jedoch entsprechend der natürlichen dreieckförmigen Querschnittgestaltung derart unsymmetrisch, daß am einbiegenden Ufer steilere, am ausbiegenden Ufer flachere Böschungen vorhanden sind. Die Summe der Neigung beider Ufer soll jedoch unverändert bleiben, so daß, wenn z. B. in einer beiderseits unter 1 : 7 auszubauenden Strecke in scharfen Krümmungen das einbuchtende Ufer unter 1 : 3 abgedeckt werden würde, das gegenüberliegende ausbiegende Ufer eine Böschung von 1 : 11 erhielte. Es ist zuzugeben, daß man sich so den natürlichen Verhältnissen des Flusses im allgemeinen gut anpaßt.

Auf den Übergängen, den Furten, soll der dem betreffenden Gefälle entsprechende Flußquerschnitt verkleinert werden; dies soll in der Regel in Strecken mit großem Gefälle und flachen Böschungen durch steilere Böschungen bei Verminderung der Spiegelbreite unter Beibehaltung der Sohlenbreite geschehen, bei kleineren Gefällen dagegen durch Verschmälerung der Sohle und Abflachung der Böschungen bei unveränderter Spiegelbreite. Dabei soll aber nicht unter die bei stärkstem Gefälle noch vorhandene Sohlenbreite herabgegangen werden.

Der Durchführung dieser Maßnahmen und deren Erfolg kommt erleichternd zu Hilfe, daß die Weser verhältnismäßig wenig Geschiebe führt und wandernde Sandbänke im oberen Teile überhaupt nicht und unten nicht ausgesprochen vorkommen.

Durchstiche.

Die im allgemeinen Leitsatze A. d) geforderte tunlichste Anpassung an die vorliegenden Verhältnisse unter möglichster Vermeidung gewaltsamer Eingriffe in das Bestehende ist nicht immer durchführbar. Liegen beispielsweise so starke Flußkrümmungen vor, daß sie Schiffahrtshindernisse bilden, dann sind sie durch Abflachung zu mäßigen oder gar mittels Durchstiche gänzlich zu beseitigen. Beide Maßregeln bedeuten Laufverkürzungen, deren voraussichtliche Wirkungen in jedem einzelnen Falle sorgsam zu untersuchen sind und in folgender Weise ermittelt werden können.

Bei fester Sohle, Fig. 284, gehe man davon aus, daß eine anfänglich gerade Strecke l durch die Krümmung L ersetzt werden solle. Die Flußkrümmung acb stellt gegenüber der geraden Strecke ab ein vermehrtes Abflußhindernis dar und muß daher bei a anstauend wirken. Umgekehrt hat also der Durchstich l die Wirkung, wie wenn an seinem Anfangspunkt ein Wehr von gleichem Stau beseitigt worden wäre. Bei a senkt sich der Wasserspiegel um das Maß h, d. h. um das absolute Gefälle, das der

Laufverkürzung $(L-l)$ entspricht. Es genügt die Annahme, daß die Einwirkung der Wasserspiegelsenkung im Abstande $\frac{2h}{J}$ oberhalb des Anfanges des Durchstiches aufhört. Die gemachte Annahme einer festen, unveränderlichen Bettsohle ist aber nur erlaubt, wenn es sich um sehr geringe Gefälle und Geschwindigkeiten handelt oder wenn die Bettsohle felsig oder aus besonders fest gelagerten Schichten besteht.

In der Regel wird die Bettsohle beweglich sein: alsdann tritt zunächst am Ende des Durchstiches bei B_1, Fig. 285, eine Senkung des Wasserspiegels um das absolute Gefälle ein, das der Laufverkürzung entspricht. Wegen der Beweglichkeit der Sohle wird aber schon ein Ausgleichsgefälle CB vorhanden gewesen sein, das das Gleichgewichtsgefälle darstellt. Die Wasserspiegelsenkung hat oberhalb B_1 eine Störung dieses Gleichgewichtszustandes zur Folge, indem durch das anfänglich sehr große Gefälle AB_2 eine übergroße Geschwindigkeit und damit ein übergroßer Angriff auf die Flußsohle erzeugt wird. Es muß daher das Flußbett sich soweit nach rückwärts eintiefen, bis ein neues Gleichgewichtsgefälle B_2C erreicht sein wird. Eine genaue Vorausberechnung des oberen Einflußbereiches des Durchstiches, der Lage des Punktes C, ist unmöglich. Im allgemeinen läßt sich nur annehmen, daß mit zunehmender Austiefung der Sohle Schichten von festerer Lagerung und größerem Korn freigelegt werden, so daß das neue Gleichgewichtsgefälle größer als das alte sein wird. Man könnte daher einen Anhalt für die Bestimmung der Lage von C dadurch gewinnen, daß man das Gefälle der Flußstrecke zugrunde legt, die bei gleicher Wassermenge etwa die gleichen Sohlengeschiebe aufweist wie die tiefer liegenden Schichten der Strecke unterhalb C.

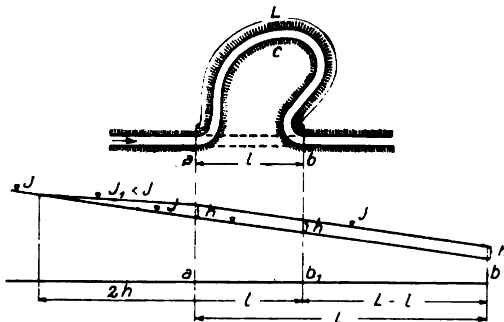


Fig. 284.

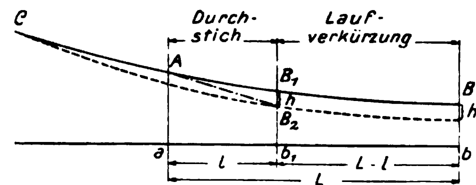


Fig. 285.

Allerdings ist hierbei vorausgesetzt, daß die Abflußquerschnitte des alten und neuen Bettes die gleichen sind. Ist das nicht der Fall, ist vielmehr der Durchstichquerschnitt für den Wasserabfluß günstiger gestaltet als der Querschnitt der von ihm ersetzten Krümmung, dann wird das Gefällebedürfnis kleiner gegen früher und demgemäß das Gefälle im Durchstiche ermäßigt, die Absenkung des Wasserspiegels am Anfange des Durchstiches größer. Eine Erhöhung der Sohle unterhalb eines Durchstiches kann nur dann eintreten, wenn daselbst das Gefälle kleiner ist als das im Durchstiche, niemals aber dann, wenn in der unterhalb anschließenden Flußstrecke die gleiche oder gar eine größere mittlere Geschwindigkeit herrschen sollte als im Durchstiche.

Ganz allgemein läßt sich also die Wirkung von Laufverkürzungen dahin zusammenfassen, daß sie oberhalb stets eine Senkung des Wasserspiegels und, bei genügend beweglicher Sohle, auch eine Eintiefung des Flußbettes herbeiführen und daß sie zu vermehrter Ablagerung der Geschiebe in der Flußstrecke unterhalb Veranlassung geben, wenn deren Gefälle kleiner ist als ihr eigenes. Für die Schiffahrt besteht also die Gefahr, daß die Laufverkürzung wohl örtlich die Verhältnisse bessert, aber stets auf

Kosten der Fahrtiefe in der oberen Strecke. Für die Landeskultur erweisen sich Durchstiche als segensreich, wenn die Entwässerung der oberhalb liegenden Gebiete angezeigt ist. Sie können aber für die unterhalb belegenen Strecken nachteilig werden, wenn sie eine übermäßig große Geschiebebewegung und Ablagerungen hervorrufen, die nur durch Baggerung zu beseitigen sind. Daß eine allgemeine Vergrößerung der Geschiebebewegung aber nur ausnahmsweise geboten ist, ist bereits im Leitsatze e) ausgesprochen worden. Immer aber soll man bei schiffbaren Flüssen die Begradigungen über das für die Schiffahrt notwendige Maß nie ausdehnen. Die geschilderten Einwirkungen der Durchstiche werden in ihrer Größe abnehmen mit abnehmendem Gefälle. Sind daher auch längere Durchstiche um so mehr statthaft, je näher sie der Flußmündung liegen, so ist doch in jedem einzelnen Falle die mögliche Einwirkung von Durchstichen auf das sorgfältigste vorher zu erforschen.

Flußspaltungen.

Auch Flußspaltungen bedeuten Abflußhindernisse, auch sie wirken deshalb, in ähnlicher Weise wie Flußkrümmungen, anstauend auf die Flußstrecke oberhalb ein, so daß mit ihrer Beseitigung, d. h. mit der Vereinigung ihrer Arme in einen einzigen Flußschlauch das Gefälle oberhalb vermehrt wird. Die Beseitigung der Spaltung bewirkt nämlich eine Spiegelsenkung an ihrem Anfangspunkt, da das Gefällebedürfnis im neuen einheitlichen Flußlaufe ein kleineres ist als in der früheren Spaltung.

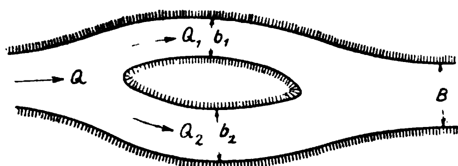


Fig. 286.

Bei gleicher Bodenbeschaffenheit und gleichem Gefälle müssen beide Arme einer Flußspaltung, Fig. 286, einander ähnliche Querschnitte aufweisen [32], so daß die Wasserspiegelbreiten und mittleren Tiefen in dem gleichen Verhältnisse zueinander stehen müssen. Es ist alsdann

$$\frac{b}{t} = n = \text{konst.}$$

und

$$Q = Fv = btc\sqrt{tJ} = \frac{b^2}{n} c \sqrt{\frac{b}{n}} \sqrt{J},$$

somit

$$b = c_1 Q^{\frac{2}{5}}.$$

Führen beide Arme gleiche Wassermengen ab, haben sie also gleiche Breite, dann muß, wenn mit B die Breite des ungeteilten Flußschlauches bezeichnet wird, und wenn auch dessen Querschnitt den Spaltungsquerschnitten ähnlich ist, die Beziehung stattfinden

$$B = c_1 (2 \cdot Q)^{\frac{2}{5}} = 2^{\frac{2}{5}} \cdot b = 1{,}32 \cdot b \cong \frac{4}{3} b.$$

Würde sich umgekehrt der Fluß in zwei gleiche Arme spalten, dann würde für jeden Arm sein

$$b = \frac{3}{4} B.$$

Sollen aber die Arme oder soll einer der Arme die gleiche Tiefe erhalten, wie der ungeteilte Lauf, dann entfällt die Ähnlichkeit der Querschnitte und es muß nun-

mehr die Breite der Arme unter Beachtung der Wassermenge und der Gefälleverhältnisse bestimmt werden. Handelt es sich dabei z. B. um eine Spaltung in zwei gleiche und gleich lange Arme, dann erhalten sie das gleiche Gefälle wie der ungeteilte Lauf, wenn dessen halbe Breite als Breite eines jeden der Arme genommen wird. Erhalten jedoch die Arme eine größere als die eben genannte Breite, dann wird das Gefällebedürfnis in ihnen kleiner als im Hauptstrome: es werden dann Gefällebrüche entstehen, wie sie in Fig. 287 dargestellt sind: oberhalb A und unterhalb C ist gleichförmige Bewegung, die Strecke AB liegt im Stau der Spaltung, in ihr herrscht verzögerte Bewegung, in der Strecke BC endlich beschleunigte Bewegung. Es ist

$$J_1 < J;\; J_2 > J;\; J_3 < J.$$

Die hier einschlagenden Rechnungen sind unschwer nach den Anleitungen und Beispielen des ersten Teiles, II. Abschnitt, A., auszuführen.

Durch die Beseitigung einer natürlichen Flußspaltung wird also zunächst ein Gewinn an nutzbarer Bodenfläche und dann eine Verbesserung der Schiffbarkeit erzielt, da das gemeinschaftliche Bett eine größere Tiefe erhält als sie jeder der Spaltungsarme aufwies. Außerdem wird die Länge der zu unterhaltenden Ufer kleiner und der Wasserabfluß wegen der Beseitigung des Staues oberhalb erleichtert. Der zuletzt genannte Umstand ist von Vorteil, sofern damit eine Verminderung von Eisganggefahren verbunden ist, kann aber die Schiffbarkeit der oberen Anschlußstrecke beeinträchtigen, da in dieser eine, allerdings nach oben hin verschwindende, Spiegelsenkung eintritt, deren Größtmaß gleich dem Unterschiede zwischen dem Gefälleverbrauch der alten und neuen Strecke ist.

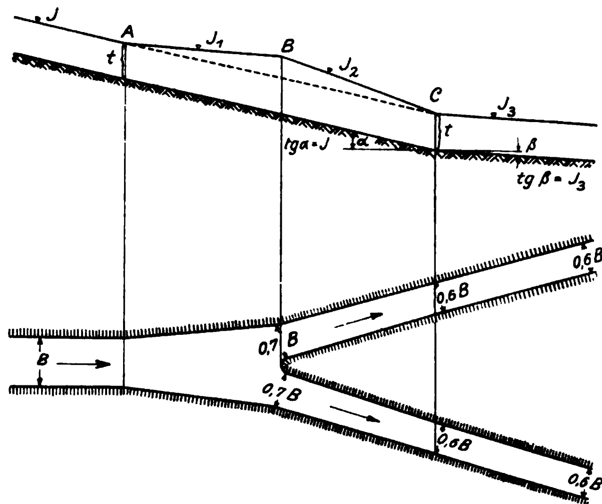


Fig. 287.

Wenn nun auch die mit der Beseitigung von Flußspaltungen verbundenen Vorteile den letztgenannten Nachteil erheblich überwiegen, so ist man doch in vielen Fällen durch andere als technische Rücksichten gezwungen, eine Spaltung dauernd aufrecht zu erhalten.

Diese Aufgabe ist verhältnismäßig leicht durchführbar, wenn beide Arme in gleichem Anteile an der Wasserführung teilnehmen sollen, wird aber sehr schwierig, wenn ein Arm dauernd als Hauptarm und der andere dauernd als Nebenarm wirken soll, weil dann die Gefahr der allmählichen Verlandung des Nebenarmes vorliegt. Häufig liegen die Verhältnisse auch so, Fig. 288, daß der eine Arm vorzugsweise zur Abführung des Niedrigwassers, der andere zur Abführung des Hochwassers dient. Jedenfalls macht die Aufrechterhaltung einer Stromspaltung zeitweise wiederkehrende Aufräumungsarbeiten durch Baggerungen notwendig: nur dadurch läßt sich eine gewollte Verteilung der Wassermengen auf die einzelnen Arme dauernd durchführen.

Zweigen die beiden Arme einer Spaltung nicht symmetrisch vom Hauptstrome ab und sollen sie trotzdem dauernd gleiche Wassermengen abführen, dann ist die Führung

der Uferlinien oberhalb und am Anfange der Spaltung mit größter Sorgfalt zu bewirken. Man wird aber auch dann nicht der wiederkehrenden Baggerungen enthoben sein. Die Schwierigkeit, die gerade der Behandlung von Stromspaltungen eigen ist und die bei dieser auftretenden Unsicherheit hinsichtlich der möglichen Folgen erfährt eine treffende Beleuchtung durch den Preußisch-Hamburgischen Staatsvertrag vom 14. November 1908 über die Verbesserung des Fahrwassers der Elbe.

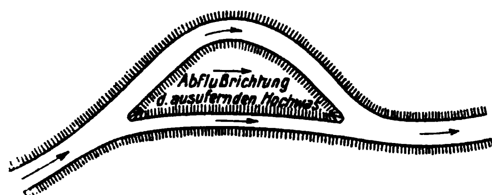


Fig. 288.

Dieser sieht auch Regelungsarbeiten an der Bunthäuser Spitze, der Trennung der Elbe in die Norder- und Süderelbe, vor. Sie liegt zwar, Fig. 289, im Flutgebiete, aber an der Grenze der Flutströmung, so daß für die Wirkung des Trennungswerkes nur die Ebbeströmung in Frage kommt.

In dem Vertrage wird bestimmt:

»1. Das Trennungswerk bei Bunthaus wird zur Beseitigung der dortigen Stromverwilderung um 400 m verlängert. — —

2. Zur Erreichung der gleichmäßigen Verteilung der Ebbewassermenge zwischen Norder- und Süderelbe sollen folgende Maßregeln ergriffen werden: Die Wassermengen, welche in jedem der beiden Stromarme während der Ebbe zum Abfluß gelangen, sind alljährlich nach den zwischen den beiderseitigen Regierungen besonders vereinbarten Vorschriften zu ermitteln. Ergibt sich nach Ausführung der unten im Absatz 4 bezeichneten Arbeiten[1]) aus dem arithmetischen Mittel dreier Wassermessungen eines Jahres, daß eine Verschiebung der Verteilung zu ungunsten des einen oder des anderen Armes eingetreten ist, so gilt folgendes:

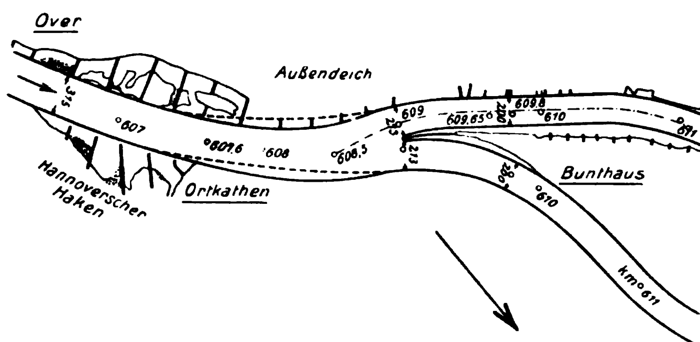


Fig. 289.

a) Werden der Norderelbe mehr als 55% der Ebbewassermenge zugeführt, so unterliegt es der Entschließung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten, ob das südliche Elbufer nach Maßgabe der gestrichelten Linien zurückgelegt werden soll. Falls die Uferverlegung erfolgt, muß gleichzeitig das nördliche Ufer in die entsprechende Regulierungslinie vorgetrieben werden. Ergibt sich daraufhin aber aus dem arithmetischen Mittel dreier Wassermessungen eines Jahres, daß nunmehr der Süderelbe mehr als 55% der Ebbewassermengen zufließen, so wird der Senat von Hamburg bestimmen, ob das nördliche Ufer unter Einhaltung der gestrichelten Linien wieder zurückgezogen werden soll. In diesem Falle muß das südliche Ufer gleichzeitig wieder in die entsprechende Linie vorgetrieben werden. — —

b) Werden der Norderelbe weniger als 50% der Ebbewassermenge zugeführt, so wird nach Entschließung des Senates von Hamburg das Trennungswerk zunächst um

[1]) Hier nicht mitgeteilt.

weitere 50 m über die 400 m hinaus und, falls auch dann noch die Norderelbe weniger als 50% abführen sollte, nochmals um 50 m verlängert werden. — —

Werden nach Ausführung der einen oder anderen Verlängerung der Süderelbe weniger als 50% der Ebbewassermengen zugeführt, so soll das Bauwerk auf Erfordern des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten zur Erreichung der gleichen Wasserverteilung binnen 2 Jahren wieder entsprechend verkürzt werden.«

Die Durchführung dieser Vertragsbestimmungen würde somit nichts anderes bedeuten als eine Anzahl sehr kostspieliger Versuche im großen, denen der durchaus zuverlässige einfache und billige Modellversuch unbedingt vorzuziehen ist. Verfasser hat letzteren im Flußbaulaboratorium der Dresdener Technischen Hochschule im Jahre 1911 in folgender Weise ausgeführt. Die geplante Flußspaltung wurde im Maßstabe 1 : 750 eingebaut. Nur auf der letzten, in Fig. 290 mit L bezeichneten Strecke entspricht die Führung der beiden Elbarme nicht der Wirklichkeit, da sie den Verhältnissen des Gerinnes angepaßt werden mußte. Der Modellmaßstab für die Höhen wurde gleich 1 : 100 gewählt, so daß das Böschungsverhältnis statt des geplanten 1 : 3 ein solches von 5 : 2 wurde. Die Flußquerschnitte waren allenthalben trapezförmig mit wagerechter

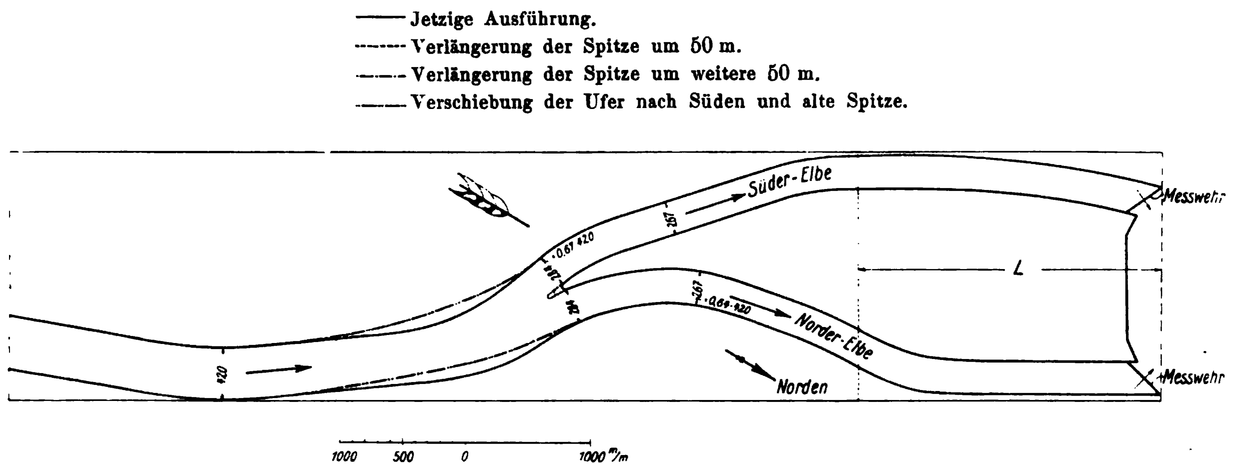


Fig. 290.

Sohle. Längengefälle und Wassermenge wurden so bemessen, daß die aus Sand bestehende Sohle von der Strömung nicht angegriffen wurde. Die Ufer und das Trennungswerk waren mit Zement befestigt. Da es nicht darauf ankam, die absoluten Durchflußmengen für einen jeden Arm, sondern nur ihr gegenseitiges Verhältnis genau zu bestimmen, so wurden zwei Überfallwehre, je eins in jedem Arme, so eingebaut, daß Wasserspiegel- und Sohlengefälle auf der ganzen Strecke annähernd die gleichen waren. Es betrug die Wassertiefe in der oberen ungeteilten Strecke 38 mm, in jedem der beiden Arme 36 mm. Die Meßwehre bestanden aus je einer lotrechten Blechtafel mit oben zugeschärfter Überfallkante von genau gleicher Länge und Höhenlage. Bei den Versuchen wurde der Wasserspiegel unterhalb der Wehre so tief abgesenkt, daß sich vollkommene Überfälle bildeten.

Da die Geschwindigkeit des Wassers oberhalb der Wehre eine sehr geringe, kleiner als 0,3 m, war, so ist genau

$$\frac{Q_r}{Q_l} = \left(\frac{h_r}{h_l}\right)^{\frac{3}{2}}.$$

Hierin bezeichnen:

Q_r die durch die Norderelbe (rechter Arm) fließende Wassermenge,

Q_l » » » Süderelbe (linker ») » »

h_r und h_l die dazu gehörigen Überfallhöhen, 500 mm oberhalb der Überfälle gemessen.

Versuchsergebnisse.

1. Jetzige Ausführung.

$h_r = 17{,}2$ mm; $h_l = 16{,}0$ mm

$$\frac{Q_r}{Q_l} = \left(\frac{17{,}2}{16{,}0}\right)^{\frac{3}{2}} = 1{,}115$$

$Q = Q_r + Q_l =$ Gesamtwassermenge

$Q_l = \frac{Q}{2{,}115} = 47{,}3\,\%$ der Gesamtwassermenge.

$Q_r = 52{,}7\,\%$ » »

2. Jetzige Ausführung, aber Spitze um 50 m verlängert.

$h_r = 17{,}7$ mm; $h_l = 16{,}5$ mm

$$\frac{Q_r}{Q_l} = \left(\frac{17{,}7}{16{,}5}\right)^{\frac{3}{2}} = 1{,}111$$

$Q_l = \frac{Q}{2{,}111} = 47{,}4\,\%$ der Gesamtwassermenge.

$Q_r = 52{,}6\,\%$ » »

3. Jetzige Ausführung, aber Spitze um 100 m verlängert.

$h_r = 17{,}3$ mm; $h_l = 16{,}1$ mm

$$\frac{Q_r}{Q_l} = \left(\frac{17{,}3}{16{,}1}\right)^{\frac{3}{2}} = 1{,}114$$

$Q_l = \frac{Q}{2{,}114} = 47{,}3\,\%$ der Gesamtwassermenge.

$Q_r = 52{,}7\,\%$ » »

4. Verschiebung der Ufer nach Süden, alte Spitze.

$h_r = 17{,}5$ mm; $h_l = 16{,}8$ mm

$$\frac{Q_r}{Q_l} = \left(\frac{17{,}5}{16{,}8}\right)^{\frac{3}{2}} = 1{,}062$$

$Q_l = \frac{Q}{2{,}062} = 48{,}5\,\%$ der Gesamtwassermenge.

$Q_r = 51{,}5\,\%$ » »

Schlußfolgerungen.

1. Die Verlängerung des Trennungswerkes ist ohne Einfluß auf die Verteilung der Ebbewassermengen.

2. Die Norderelbe erhält infolge der Linienführung des ungeteilten Stromes oberhalb der Spitze ein natürliches Bestreben, eine etwas größere Ebbewassermenge abzuführen als die Süderelbe.

3. Die Verschiebung der Uferlinien des ungeteilten Stromes nach Süden wird zwar die Wasserführung etwas gleichmäßiger gestalten, ohne aber die geringe Überlegenheit der Norderelbe ganz aufzuheben.

4. Angesichts der geringen Unterschiede in den Wassermengen und des ferneren Umstandes, daß es überhaupt unmöglich ist, ein dauerndes Gleichgewicht zwischen beiden Armen herbeizuführen, wird es voraussichtlich notwendig werden aber auch genügen, durch periodische Baggerungen, die sich voraussichtlich auf den Eingang zur Süderelbe beschränken werden, das Gleichgewicht zwischen den Stromarmen aufrecht zu erhalten.

5. Die in den Versuchen zutage getretene geringe Überlegenheit der Norderelbe wird voraussichtlich in der Wirklichkeit sich noch stärker zeigen, da die Auskolkungen der Stromsohle im ungeteilten Strome die Wassereinführung in die Norderelbe begünstigen werden. —

Soll in einem der beiden Arme einer Flußspaltung die Tiefe vergrößert werden, die Spaltung aber bestehen bleiben, dann kann dieses in manchen Fällen schon durch eine solche Regelung der Uferlinien oberhalb der Trennungsspitze bewirkt werden, daß dem zu vertiefenden Arm mehr Wasser denn bisher zufließt. Dadurch wird in diesem eine größere Spülkraft erzeugt, die eine Austiefung zur Folge hat. Die Tiefenvergrößerung kann aber auch durch Baggerung in dem auszutiefenden Arme herbeigeführt werden, die jedoch durch eine entsprechende Breitenbeschränkung unterstützt und in ihrer Wirkung sichergestellt werden muß. Würde man nur die Breite einschränken, ohne gleichzeitig zu baggern, dann würde unter der Wirkung der Breitenbeschränkung anfänglich oberhalb der Spaltung ein Aufstau entstehen, unter dessen Einwirkung das Wasser in vermehrter Menge dem Nebenarme wenigstens so lange zugewiesen werden würde, solange nicht im Hauptarme die der Breitenbeschränkung entsprechende Vertiefung sich selbsttätig ausgebildet haben würde. Während dieser Zeit würde sich aber der Nebenarm auf Kosten des zu vertiefenden anderen Armes vertiefen können. Dann würde also genau das Gegenteil von dem herbeigeführt werden, was beabsichtigt war. Soll ein gewisses Verhältnis zwischen den beiden Armen einer Stromspaltung dauernd aufrecht erhalten werden, dann ist es unerläßlich, die Uferlinien des Hauptarmes durch bauliche Maßnahmen so festzulegen und zu sichern, daß sich sein Querschnitt nicht verbreitern kann. Seine mögliche Austiefung ist dann durch die natürliche Querschnittform des Flußbettes begrenzt, die ihrerseits durch die Bodenbeschaffenheit und durch das größtmögliche Gefälle bedingt wird. Damit ist auch die größtmögliche Wassermenge des Hauptarmes bedingt.

Dort, wo die beiden Arme sich wieder vereinigen, also am unteren Ende einer Stromspaltung, sind Unregelmäßigkeiten im Flußbette unvermeidlich, da hier zwei verschieden gerichtete Strömungen aufeinander treffen, so daß ein um so größerer Verlust an Arbeitsvermögen des fließenden Wassers eintreten muß, je größer der Winkel ist, den beide Arme hier miteinander einschließen. Die Folgen zeigen sich in der Bildung von Ablagerungen hinter der Insel, die dadurch das Bestreben erhält, sich stromabwärts zu verlängern. Diese Verlängerung AB, Fig. 291, ist insofern willkommen, als sie die Vereinigung der beiden Arme günstiger gestaltet, insofern aber ungünstig, als sie eine Verlängerung der Spaltung und damit ein größeres Gefällebedürfnis hervorruft, das eine entsprechende Spiegelerhebung oberhalb der Spaltung zur Folge hat. Um nun die Vorteile der Verlängerung zu erhalten und gleichzeitig den ebengenannten Nachteil innerhalb einer gewissen zulässigen Grenze zu halten, wird ein in möglichst schlanker Spitze endigendes, im Grundrisse dreieckförmiges Trennungswerk zu errichten sein, das an seiner Wurzel bei A einen durchaus sicheren Anschluß an den gewachsenen Boden der Insel erhalten muß, dessen Krone bei A bis zur Oberfläche der Insel hinaufzuführen

und am Kopfe B auf Niedrigwasser zu legen ist, während es von B aus in flacher Böschung in die Flußsohle allmählich überzuführen ist. Der über Niedrigwasser liegende Teil des Werkes ist in seinen Außenflächen gegen die Angriffe der Strömung gehörig zu sichern.

Die zur Anlage solcher Trennungswerke führenden Erwägungen sind übrigens auch maßgebend für die Linienführung der Einmündung von Nebenflüssen.

Nur sind die hier entstehenden Unregelmäßigkeiten im Bette des Hauptstromes erheblich größer als unterhalb von Stromspaltungen. Das ist durch verschiedene Umstände bedingt. Einmal treten die Hochwässer beider Flüsse in der Regel nicht gleichzeitig auf, so daß entweder der Nebenfluß Hochwasser führt, während im Hauptflusse ein kleiner Wasserstand herrscht oder das umgekehrte der Fall ist. Dazu kommt, daß die vom Nebenflusse mitgeführten Geschiebe meistens von denen des Hauptflusses mehr oder minder verschieden und zwar in der Regel gröber als diese sein werden. Die Spülkraft des Hauptflusses wird dann nicht ausreichen, die ihm vom Hochwasser des Nebenflusses zugebrachten Geschiebe zu bewältigen, so daß sich unterhalb der Mündung bei A, Fig. 292, eine Geschiebebank bilden muß. Sie wird um so größer sein, je größer der Winkel ist, unter dem beide Strömungen zusammentreffen. Somit wird auch hier die Führung der Mündung möglichst spitzwinklig — vergl. die strichpunktierten Linien der Fig. 292 — stromabwärts nur von Vorteil sein können.

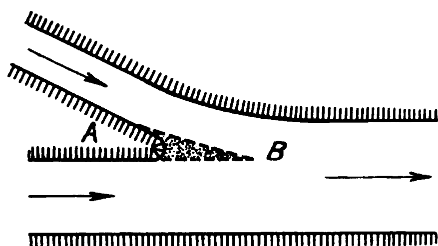


Fig. 291.

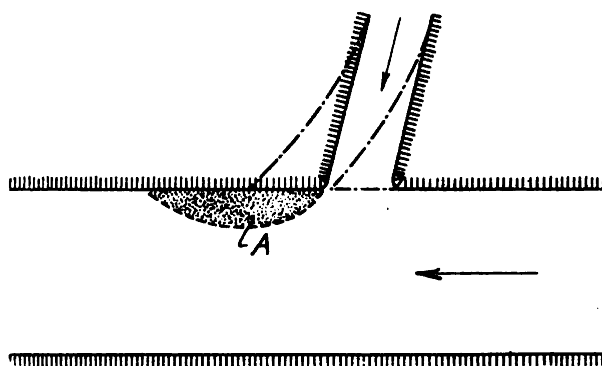


Fig. 292.

Zu den hier auftretenden Fragen hat A. v. Salis [19] einen wertvollen Beitrag geliefert, der hier nach der genannten Quelle kurz wiedergegeben sei. Die Verlegung der Mündung wird an der Größe des oberhalb bestehenden Gefälles des Hauptflusses nichts ändern: nur kann sie eine parallele Verschiebung der Gefällelinie im Sinne einer Erhöhung oder Senkung herbeiführen. Das Gefälle unterhalb der Mündung M, Fig. 293, kann gleich, kleiner oder größer sein als das Gefälle oberhalb, vergl. die Linien $O_1\ M\ U_1$, $O_1\ M\ U_2$ und $O_1\ M\ U_3$. Im ersten Falle führt die Verlegung der Mündung nach M_1 keine Gefälleänderung herbei. Im zweiten Falle ergibt sich durch die Verlegung der Mündung nach M_2 eine parallele Erhöhung der Gefällelinie $O_1\ M$ nach $O_2\ M_2$ und somit auch eine entsprechende Erhöhung der Flußsohle. Im dritten Falle erhält durch die Verlegung der Mündung nach M_3 die obere Gefällelinie $M\ O_1$ die tiefere Lage $O_3\ M_3$. Der Wasserspiegel des Nebenflusses $M\ N$ und mit ihm seine Sohle erfährt aber in allen drei Fällen eine Erhebung: vergl. die Linien $M_1\ N_1$, $M_2\ N_2$ und $M_3\ N_3$.

v. Salis verwirft die tangierende Mündung, Fig. 294, weil sie den für geschiebeführende Gewässer sehr wesentlichen Fehler einer übermäßigen Verbreiterung mit sich bringt. Bei ihr ist nämlich die Breite des vereinigten Flusses gleich der Summe $b + b_1$

der Breiten beider Gewässer, was, wie bei den Flußspaltungen dargelegt, zu viel ist. Infolgedessen bleiben die schweren Geschiebe des Nebenflusses unter Bildung der Bank B

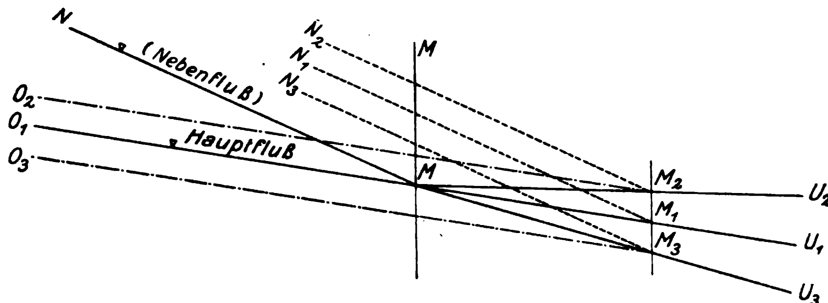


Fig. 293.

vor der Mündung liegen, so daß das Wasser scharf abbiegend an das jenseitige Ufer des Hauptflusses scharf anfällt. Diesem Übelstande ist auch nicht durch die Verlängerung der Zunge Z abzuhelfen, da dann die Querschnitte der beiden zusammenfließenden Gewässer zu sehr verengt würden.

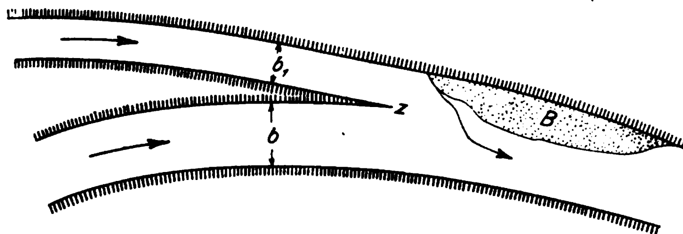


Fig. 294.

Dagegen bietet die in Fig. 295 dargestellte Mündung den großen Vorteil, daß unterhalb derselben die Breite des Flusses beliebig geregelt werden kann.



Fig. 295.

Wenn bei Niedrigwasser im Nebenflusse das Wasser im Hauptflusse zu steigen beginnt, dann bilden sich in der Mündung, Fig. 296, in sich geschlossene Strömungen aus, auch wohl Nehrungsströmungen oder Rundströmungen genannt, die dadurch entstehen, daß das schneller fließende Wasser des Hauptflusses das langsamer fließende Wasser des Nebenflusses mit sich reißt, wodurch in dem Falle der Fig. 296 am linken Ufer des letzteren die ausgehende Strömung vermehrt wird und das hier in vermehrter Menge ausfließende Wasser durch eine eingehende Strömung am rechten Ufer unaufhörlich ersetzt wird. Diese Ersatzströmung führt aber die Sinkstoffe des Hauptflusses

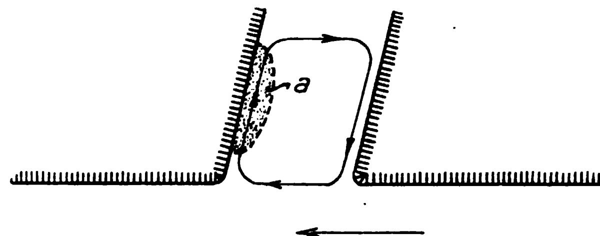


Fig. 296.

in die Mündung hinein, so daß vor ihrem stromabwärts liegenden Ufer eine Anlandung aus den Sinkstoffen des Hauptflusses entsteht, die allerdings durch das nächste Hochwasser des Nebenflusses fortgespült wird, dann aber meistens die Geschiebebank *A* der Fig. 292 anreichern und verkitten wird.

Wenn man auch durch eine passende Linienführung der Nebenflußufer die Bildung der Geschiebebank bei *A* vielleicht in fühlbarem Maße vermindern kann, so läßt sie sich doch durch bauliche Maßnahmen nicht ganz verhindern, so daß die Ablagerungen durch zeitweilig, namentlich nach jedem Hochwasser, wiederkehrende Baggerungen beseitigt werden müssen.

Wesentlich einfacher und namentlich in den Erfolgen sicherer sind die Maßnahmen zur Beseitigung einer Spaltung durch Schließung eines Nebenarmes. Im allgemeinen wird man diesen schon dadurch zur allmählichen Verlandung bringen können, daß man durch geeignete Führung der oberen Ufer den Strom von ihm ab- und dem anderen Arme zuweist. Fig. 297 zeigt in *AB* ein solches Abweisewerk zur Verlandung des linken Armes. Ein Querbau, wie er bei *C* angedeutet ist, würde zwar anfänglich den Eingang zum Nebenarme verengen und damit das Wasser in vermehrtem Maße dem rechten Arm zuweisen. Bei beweglicher Sohle und lebhafter Strömung können sich aber am Kopfe solcher Querbauten Auskolkungen von solchem Umfange bilden, daß der Eintrittquerschnitt bei *C* gegen früher sogar vergrößert und damit der Eintritt des Wassers in den zu verlandenden Nebenarm erleichtert wird. Jedenfalls sind sanft abweisende Leitwerke wie *AB* sicherer in ihren Erfolgen als angreifende Werke wie *C*. Das Leitwerk *AB* beeinträchtigt zwar insofern die Verlandung des Nebenarmes, als es den unmittelbaren Eintritt der schwereren auf der Sohle sich bewegenden Sinkstoffe in diesen behindert.

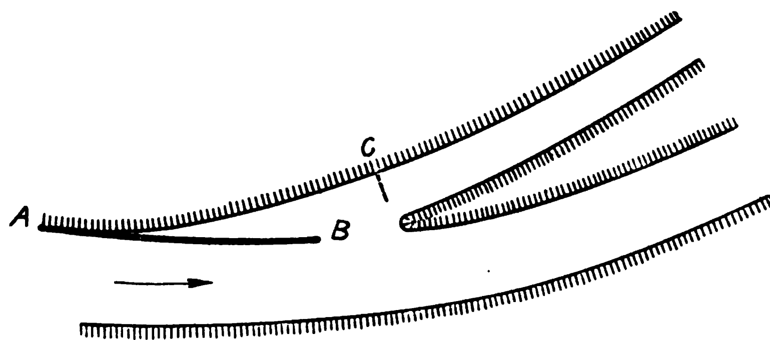


Fig. 297.

Die natürliche Verlandung wird daher nur durch die Aufschlammung herbeigeführt, die beim Ablauf des Hochwassers durch das Niederschlagen der feinen schwebenden Sinkstoffe in dem Nebenarme eintritt. Jedenfalls empfiehlt es sich, dieAuflandung dadurch zu fördern und zu beschleunigen, daß nach Möglichkeit der aus dem Hauptarme gewonnene Baggerboden in den Nebenarm abgelagert wird. Die Austiefung des Hauptarmes hat dann die Wirkung, die Auflandung des Nebenarmes sicherzustellen. Auf die Austiefung des Hauptarmes ist daher mit allen Mitteln hinzuwirken.

Soll die freie Durchströmung des Nebenarmes in möglichst kurzer Zeit aufgehoben werden, dann ist er mit einem Sperrwerke oder Sperrdamme oder mit mehreren solcher zu verbauen. Die Wirksamkeit eines Sperrdammes hängt von seiner Höhe und Lage ab. Da in dem verbauten Arme sich erst bei solchen Wasserständen eine Strömung einstellen kann, die sich über das Werk erheben, so werden frische Sinkstoffe nur bei höheren Wasserständen in ihn eintreten und, soweit sie auf oder in der Nähe der Sohle bewegt werden, günstigstenfalls bis an den stromaufwärts liegenden Dammfuß

gelangen können. Daraus ergibt sich als erste Folgerung, daß man den Sperrdamm möglichst am unteren Ende des zu verbauenden Armes und anfänglich möglichst niedrig errichten soll, um ihn allmählich, mit zunehmender Verlandung des stromaufwärts von ihm liegenden Teiles des Armes höher zu führen. Die erreichbare Dammhöhe ist aber bedingt durch die Höhenlage des niedrigeren Ufergeländes, falls die beiden Ufer nicht in gleicher Höhe liegen sollten. Insbesondere darf der Damm nicht über diese Höhe hinausgeführt werden, da er sonst bei Hochwasser hinterspült und seines festen Uferanschlusses beraubt werden würde. Es kommen daher für seine Lage nur solche Strecken in Frage, deren beide Ufer aus festgelagertem, gewachsenem Boden bestehen. Die Entscheidung darüber, ob sich für den Ort der Sperre ein tiefer und schmaler Querschnitt F, Fig. 298, mit schwachem Spiegelgefälle oder ein breiter und flacher F_1 mit starkem Gefälle besser eignet, hängt von der geplanten Ausführungsweise der Sperre ab. Soll die Sperre zunächst nur als niedriges Unterwasserwerk, als sogenannte Grundschwelle wirken und erst nach einiger Zeit erhöht werden, so wird infolge des über dieser Schwelle eintretenden Gefällebruches das Spiegelgefälle unterhalb derselben und damit die Spülkraft der Strömung daselbst vergrößert werden. War das anfängliche Gefälle klein, so wird auch seine Vergrößerung die Bettsohle unterhalb in eine verhältnismäßig geringe Gefahr der Auskolkung bringen: der Bestand des Werkes wird also bei gleicher Bauart ein gesicherterer sein, als wenn es an einer flacheren Stelle mit verhältnismäßig großem Anfangsgefälle errichtet würde. Nur dann, wenn die Sperre sogleich bei der ersten Ausführung bis über den Wasserspiegel hoch geführt werden soll, wird sich die Wahl einer breiten und seichten Stelle empfehlen, weil dann die Ausführung des Werkes, wie später dargelegt werden wird, in höherem Maße sichergestellt ist als in einem schmalen und tiefen Querschnitte. Man sollte, wenn eben möglich, die Sperre allmählich höher führen und gleichzeitig den Hauptarm entsprechend allmählich austiefen: nur durch ein solches Vorgehen wird eine Senkung des Wasserspiegels oberhalb, durch welche die Schiffahrt während des Baues benachteiligt werden könnte, vermieden werden.

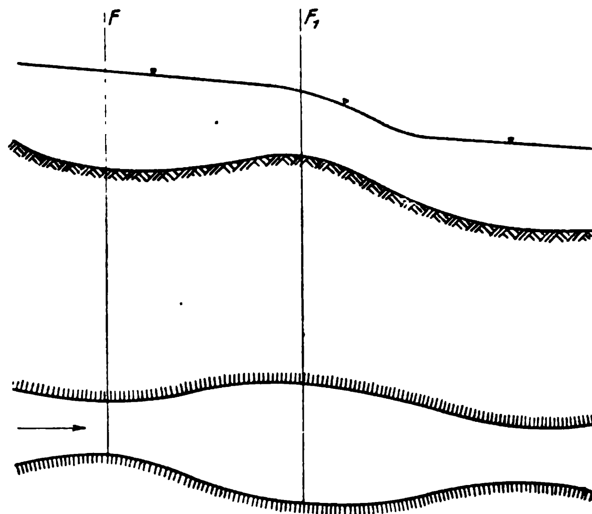


Fig. 298.

Stromschnellen.

Allgemein sollen Flußregelungen einen Gefälleausgleich herbeiführen. Wenn sich dieses Ziel schon nicht unter gewöhnlichen Gefälleverhältnissen vollkommen erreichen läßt, so ist das noch weniger möglich an den Stellen, wo über plötzlichen und festen schwellenartigen Erhöhungen der Flußsohle, die meistens aus das Flußbett quer durchsetzenden Felsbänken bestehen, sehr starke Gefällebrüche, sogenannte Stromschnellen AB, Fig. 299, vorhanden sind. Die natürlichen Grundschwellen verkleinern den Abfluß-

querschnitt. Das Wasser staut sich vor ihnen so hoch auf, bis die dadurch entstandene größere Druckhöhe zur Erzeugung der größeren Geschwindigkeit ausreicht, mit der das Wasser durch den verkleinerten Querschnitt fließen muß und der das größere Gefälle J_2 entspricht.

Die Schiffahrt hat an solchen Stellen mit zwei Übelständen zu kämpfen: mit zu kleiner Fahrtiefe und zu großer Geschwindigkeit, die sich beide bei Niedrigwasser am meisten fühlbar machen. Das nächstliegende Mittel zur Beseitigung dieser Übelstände würde die Beseitigung der Sohlenschwelle durch Sprengung sein. Dadurch würde ohne Zweifel eine Verbesserung der örtlichen Verhältnisse herbeigeführt werden, aber nur auf Kosten der Fahrwasserverhältnisse oberhalb, da mit der Beseitigung der Stauschwelle auch der Stau selbst verschwinden würde. Überdies hat sich in vielen Fällen die Nutzung und Bebauung des Ufergeländes den bestehenden Verhältnissen angepaßt, so daß eine gewaltsame Änderung dieser letzteren nicht immer oder doch nur unter Aufwendung großer Entschädigungsbeträge durchführbar sein würde. Man wird daher zunächst festzustellen haben, welche Senkung des Oberwassers noch erreichbar sein wird und danach die Erniedrigung der Stauschwelle bemessen müssen. In Fig. 300 ist diese Maßnahme in ihrer Wirkung veranschaulicht. Man sieht, daß im allgemeinen mit ihr eine nennenswerte Tiefenvermehrung nicht erzielt werden wird, da ja Wasserspiegel und Sohle im Querschnitte A gleichzeitig tiefer gelegt werden. Nur wenn man sich, bei großen Strömen, auf die Aussprengung einer schmalen Fahrrinne beschränken würde, würde in dieser eine nennenswerte Tiefenvermehrung eintreten, wobei aber das starke Gefälle der Stromschnelle fast unbeeinflußt bleiben würde. Hat man es aber nicht mit großen Strömen zu tun oder will man das Fahrwasser in der ganzen Strombreite vertiefen, dann empfiehlt sich, Fig. 301, die Stauschwelle nur soweit abzutragen, daß die alte Stauwirkung mit einer noch als zulässig festgesetzten Einschränkung der Strecke AC erhalten bleibt, die Stromschnelle aber um die Strecke BC verlängert, die Geschwindigkeit daselbst also entsprechend ermäßigt wird. Dabei hat man sich aber zu vergewissern, daß durch die Einschränkung keine vermehrte Sohlenauswaschung auf der Strecke BC hervorgerufen wird, oder aber durch Grundschwellen die Sohle gegen Auswaschungen zu sichern.

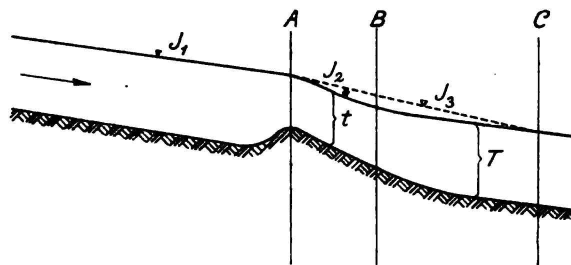
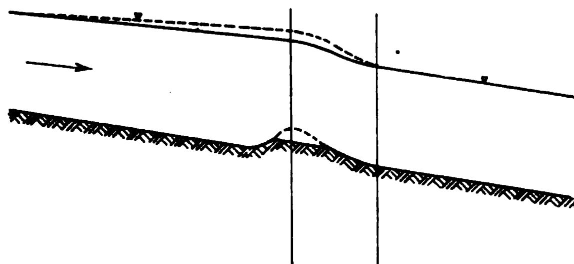


Fig. 299.


Fig. 300.

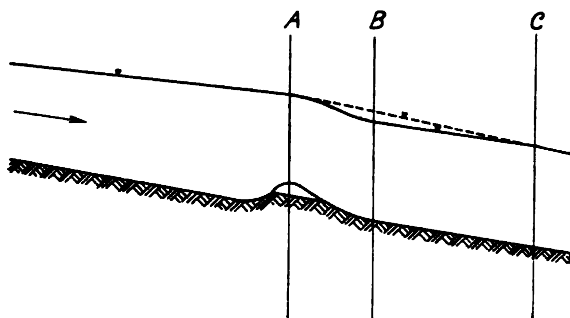


Fig. 301.

§ 2. Regelung der Flußmündungen.

1. Mündungen ohne Ebbe und Flut.

Die hier zu lösende Aufgabe läuft in der Hauptsache darauf hinaus, die Ablagerung der Sinkstoffe, rühre sie nun vom Flusse her oder von der Küstenströmung oder von beiden, die Barrenbildung vor der eigentlichen Mündung zu verhindern oder zu begrenzen.

Jede Barrenbildung ist, wie im vorigen Abschnitte dargelegt, das Ergebnis des Widerspiels der Kräfte und Eigenschaften des Flusses einer- und der See andererseits. Auf die der See, die Stärke der Küstenströmung, die Wellen und die Dichte des Seewassers, sind wir ohne Einfluß: nur der Fluß läßt sich bis zu einem gewissen Grade beherrschen und allenfalls kann noch die Menge der von der Küstenströmung herbeigeführten Sinkstoffe ermäßigt werden.

Wo überhaupt keine Barrenbildung vorhanden ist, wird man daher nur den bestehenden günstigen Zustand zu erhalten haben. Die Arbeiten werden sich dann darauf beschränken, daß man etwaige im Angriffe liegende Uferstrecken des Flusses und der anschließenden Küste durch Befestigung gegen Abbruch sichert, im übrigen aber solche Eingriffe vermeidet, welche die Spülkraft des ausströmenden Hochwassers vergrößern und dadurch die Menge der in die See geführten Sinkstoffe vermehren könnten. Eine Einengung des natürlichen Hochwasserquerschnittes ist also auch hier grundsätzlich zu verwerfen.

Bei seichter sandiger Küste wird die vom Hochwasser auf der Barre ausgewaschene Rinne bei Niedrigwasser durch die quer über sie streichende Küstenströmung immer wieder zugeworfen werden. Jedes neue Hochwasser muß die Abflußrinne aufs neue wieder auswaschen, wobei sie sich mit der Barre seewärts verlängert. Um der Schiffahrt auch bei Niedrigwasser im Flusse und bei niedrigem Seewasserstande, der bei lange anhaltenden ablandigen Winden eintreten kann, die nötige Fahrtiefe zu sichern, ist die Auswaschungsrinne beiderseits durch feste künstliche und einander parallele hochwasserfreie Dämme einzufassen, deren Abstand so zu bemessen ist, daß bei auflandigen Stürmen, also beim höchsten Seewasserstande, das größte Hochwasser des Flusses mit nicht zu großem Rückstau abfließen kann und bei mittlerem Seespiegel noch eine solche Spülkraft besitzt, daß die von ihm mitgeführten Sinkstoffe bis in die See hineingetragen werden. Die Dämme sind soweit seewärts, d. h. bis in so große Wassertiefe zu führen, daß der Küstenstrom, dessen Mächtigkeit mit der Wassertiefe zunimmt, die durch die neue Mündung austretenden Sinkstoffe entweder gänzlich oder doch in einem solchen Maße fortschwemmt, daß die Ablagerung vor der neuen Mündung nur sehr langsam anwächst, ihre Fortbaggerung daher in verhältnismäßig großen Zwischenräumen erforderlich wird. Da mit zunehmender Länge der Dämme das absolute Gefälle zwischen der alten und neuen Mündung zunimmt, so wird bei der Bemessung ihrer zulässigen Länge zu prüfen sein, welchen Einfluß die Wasserspiegelerhöhung an der alten Mündung auf den Rückstau des Flußwassers, insbesondere des Hochwassers, hat und ein wie großer Rückstau noch erlaubt sein wird.

Bei Flüssen mit einem natürlichen Klär- und Spülbecken oberhalb ihrer eigentlichen Mündung sind zunächst die Ufer des Tiefs so zu befestigen, daß es gegen eine übermäßige Verbreiterung gesichert ist. Bei seichter Küste sind dann in der Verlängerung dieser Ufer einander parallele Dämme soweit seewärts zu führen, wie es die Erhaltung der Wassertiefe an der neuen Mündung erforderlich macht. Außer der Rück-

sicht auf die unschädliche und zugleich möglichst wirksame geschlossene Abführung des Hochwassers ist hier noch darauf Bedacht zu nehmen, daß bei auflandigen Winden das Seewasser möglichst ungehindert, mit möglichst kleinem Gefällebedarf durch das Tief in das Spülbecken einfließen kann: je leichter, rascher und vollkommener das letztere mit Seewasser angefüllt wird, um so wirksamer wird die Wirkung des bei umspringendem Winde ausgehenden Spülstromes sein. Die Spülung des Tiefs und der Barre vor der neuen Mündung ist überhaupt in weit höherem Maße von der Wirkung des wieder ausfließenden Seewassers, d. h. von der Wirkung des Beckens als Spülbecken, als von der des ausströmenden Flußhochwassers abhängig.

Auch bei vorliegender Deltabildung wird das ausfließende Wasser zur Erhaltung einer gewissen Tiefe durch Paralleldämme zusammenzuhalten sein. Hierbei stellen sich aber folgende Erwägungen ein. Die Barrenbildung vor den einzelnen Mündungsarmen des Deltas ist um so ausgedehnter und nimmt um so rascher seewärts zu, je mächtiger der betreffende Arm, je größer seine Wasser- und folglich auch seine Sinkstofführung ist. Würde man daher die gesamte Wassermenge des ungeteilten Stromes unter Schließung der übrigen Arme in einem einzigen Arme vereinigen, dann würde man die Barrenbildung in diesem letzteren ganz außerordentlich verstärken und sich der Möglichkeit berauben, sie erfolgreich zu bekämpfen. Daraus ergibt sich als erster Grundsatz, die einzelnen Arme nebeneinander bestehen zu lassen und die baulichen Maßnahmen so zu treffen, daß alle Arme dauernd sich in die Wasserführung nach Maßgabe ihrer Querschnitte und Gefälle teilen. Zweitens ist, wenn möglich, der schwächste der Arme zu dem Schiffahrtswege auszubauen, weil die Barre vor ihm am kleinsten ist und deshalb am leichtesten zu bekämpfen sein wird. Über sie ist das Wasser zwischen Paralleldämmen zu führen, deren Abstand und zulässige Länge sich aus der abzuführenden Größtwassermenge des Armes und der besonders wichtigen Bedingung ergibt, daß der Rückstau des Wassers nicht bis jenseits der nächst oberhalb liegenden Abzweigung eines anderen Armes reichen darf, weil sonst das Wasser in größerer Menge als bisher diesem zugeführt werden würde, so daß die Ausbildung des Schiffahrtarmes in Frage gestellt werden könnte. Die Bekämpfung der Barre vor der Mündung des letzteren durch allmähliche Verlängerung der Dämme ist somit bei Deltas an besonders enge Grenzen gebunden und nötigenfalls durch Baggerung zu bewirken.

Wegen der Führung der Paralleldämme mit Rücksicht auf die Küstenströmung, die herrschenden Winde und Wellen und die Anforderungen der Seeschiffahrt wird auf den zehnten Teil verwiesen.

2. Mündungen im Flutgebiete.

Die Regelungen der Flüsse oberhalb ihrer der Ebbe und Flut unterworfenen Gebiete haben als Endziel die möglichste Ausgleichung der Gefälleunregelmäßigkeiten. Über eine solche Ausgleichung hinaus ist eine weitere Verbesserung des freien Flusses nicht möglich. Die Wassermenge ist hierbei eine gegebene, durch die Flußregelung nicht zu verändernde, nur in Ausnahmefällen bei Niedrigwasser durch Talsperren zu vermehrende Größe.

Im Flutgebiete wird die von dem oberen Flusse gelieferte Wassermenge, die Oberwassermenge, durch das einströmende Flutwasser in um so größerem Maße vermehrt, je mehr man sich der Mündung nähert; und diese mit der Flut durch die Mündung in den Strom eintretende und bei Ebbe wieder ausfließende Wassermenge kann dadurch erheblich vergrößert werden, daß man die Hindernisse tunlichst beseitigt,

die sich dem Eindringen der Flutwelle entgegenstellen und deren regelmäßige Fortpflanzung beeinträchtigen.

Solche Hindernisse sind alle Unregelmäßigkeiten der Uferlinien und der Sohle, scharfe Krümmungen und Stromspaltungen. Sie verzehren alle einen Teil der lebendigen Kraft der Flutwelle. Erfährt diese aber an irgend einer Stelle eine Schwächung, so kann der damit verbundene Verlust an lebendiger Kraft nicht ersetzt werden, da jede von See her einlaufende Flutwelle nur einen einmaligen Antrieb erhält und daher unterwegs eintretende Energieverluste unwiderbringlich verloren sind.

Die Gleichungen (4), (4a) und (5) des vorigen Abschnittes lassen erkennen, daß die durchfließende Wassermenge vermehrt werden kann, wenn man die oberen Strombreiten so vergrößert, daß gleichzeitig die Flutwelle in ihrer Entwicklung nicht gehemmt, dagegen, wenn möglich, gefördert wird. Wenn beispielsweise oberhalb eines bestimmten Querschnittes der Strom sich plötzlich verengt, so läßt sich die durch diesen Querschnitt strömende Wassermenge dadurch erheblich vermehren, daß man die Engstrecke des Stromes, gegebenenfalls bis zur Grenze des Flutgebietes, in nach oben regelmäßig abnehmendem Maße verbreitert und in dem verbreiterten Teile durch Austiefung die Hindernisse beseitigt, die die Entwicklung der Flutwelle stören würden. Durch die vergrößerte Wassermenge werden aber die unterhalb liegenden Querschnitte vergrößert, wodurch die Entwicklung der Flutwelle eine weitere Erleichterung erfährt.

Da aber die Flutgebiete der Ströme meistens von Natur schon übermäßige Breiten haben, so kommt das Mittel der Verbreiterung in der Regel nur für die oberen, in verhältnismäßiger Nähe der Flutgrenze liegenden engen Strecken in Frage. Für gewöhnlich wird man vielmehr die bestehenden Breiten beibehalten oder sie beschränken, letzteres aber nur so weit tun, wie es zur Erzielung regelmäßiger Uferlinien und stetiger Querschnittübergänge erforderlich ist. Die Strombreiten müssen so bestimmt werden, daß nicht nur in der geregelten Strecke die größtmögliche Tiefe hervorgebracht wird, sondern daß auch der unteren Strecke mindestens die Wassermenge erhalten bleibt, die sie vor der Verbesserung besaß, daß ihr aber, wenn möglich, eine größere Wassermenge als früher gesichert wird. Gleichung (4a) zeigt, daß die Wassermenge der an die geregelte Strecke sich anschließenden unteren Strecke nur dann ihre alte Größe beibehält, wenn der Ausdruck $\Sigma(os) - \Sigma(oh)$ nach der Regelung für jeden Zeitpunkt der Flut und Ebbe unverändert bleibt. Wird nun infolge einer Breitenbeschränkung die Flutgröße nicht um so viel vermehrt, daß jener Ausdruck nach der Regelung mindestens ebenso groß ist wie er es vor der Regelung war, so wird die Wassermenge in der anschließenden unteren Strecke abnehmen, mit ihr aber auch die Querschnittgröße und bei unveränderter Breite auch die Wassertiefe: die an die geregelte Strecke sich unterhalb anschließende erfährt eine Verschlechterung, während zunächst in der geregelten Strecke bessere Zustände durch gleichzeitige Zunahme der Tiefe und Flutgröße eintreten. Die Verschlechterung der unteren Strecke hat aber eine Verkümmerung der in sie eintretenden Flutwelle zur Folge. Die Flutgröße und mit ihr die Wassermenge nimmt daher in der oberen geregelten Strecke wieder ab, ihre Durchspülung wird schwächer, ihre Tiefen werden geringer: sie wird schließlich schlechter als sie es vor der Regelung war. Es leuchtet ein, daß durch die Ausdehnung der übermäßigen Breitenbeschränkung auf die untere Strecke das Übel nur vergrößert werden würde.

Die Breiten müssen vielmehr so geregelt werden, daß mit Sicherheit eine Vermehrung der Wassermenge eintritt, denn in dem Maße, in dem die neuen Querschnitte gegen früher vergrößert werden, wobei eine künstliche Austiefung der durch feste Ufer-

bauten seitlich begrenzten Strecke durch Baggerung nicht zu umgehen sein wird, muß auch die Wassermenge zunehmen, damit zum mindesten die alte mittlere Durchflußgeschwindigkeit erhalten bleibt: nur dann ist Gewißheit dafür vorhanden, daß die geschaffenen neuen und größeren Tiefen sich durch die Spülkraft der Strömung selbsttätig erhalten werden.

Da auf dem Wege von der Mündung stromaufwärts die Durchflußmengen abnehmen, so wird das Breitenbedürfnis stromaufwärts kleiner, so daß sich als Grundrißform des geregelten Stromlaufes die Trichterform ergibt, wie sie schon von Natur den Ästuarien eigen ist.

In dem oberhalb der Flutgrenze liegenden Flußlaufe soll durch die Breitenbeschränkung und das Zusammenhalten der abfließenden Wassermenge in einem einzigen Stromschlauche die Spülkraft der Strömung auf die Vertiefung und Tiefenerhaltung dieses einzigen Schlauches einwirken. Im Flutgebiete läßt sich eine solche Breitenbeschränkung, daß der Strom zu allen Zeiten der Flut und Ebbe den gleichen Lauf verfolgt, in der Regel nur für die obere Strecke durchführen. Je näher der Mündung, um so breiter und zerrissener wird der Strom, so daß es nicht mehr möglich sein wird, die verschiedenen, nebeneinander liegenden tieferen Rinnen in einer einzigen zu vereinigen. Man wird dann, anstatt den ganzen Strom in seiner Breite zu beschränken, darauf hinarbeiten müssen, die Hauptfahrrinne in einer solchen Richtung festzulegen, daß sie sowohl bei Flut als auch namentlich bei Ebbe möglichst in ihrer Längenrichtung durchströmt wird. Zu dem Ende ist sie durch feste Werke seitlich zu begrenzen, deren Abstand so zu bemessen ist, daß insbesondere die Ebbeströmung eine genügende Spülkraft ausüben kann: durch die Werke wird dann auch eine etwa vorgenommene künstliche Austiefung durch Baggerung sichergestellt werden. Solche Werke dürfen nur bis zur Höhe des Niedrigwassers reichen, weil sie bei größerer Höhe das Einlaufen der Flutwelle hindern würden. Die Regelung der unteren Stromstrecke soll aber in erster Linie eine Vermehrung der Flutwassermenge herbeiführen und erst in zweiter Linie diese vermehrte Wassermenge zur Einwirkung auf das Hauptfahrwasser veranlassen. Je weiter aufwärts, um so mehr nehmen die Tiefen ab, um so mehr wird es Aufgabe der Regelung, in erster Linie eine Vertiefung herbeizuführen, die dann ihrerseits das Eindringen der durch die Regelung der unteren Strecke vermehrten Flutwassermenge erleichtert. Die Ziele der Regelungsarbeiten sind also in der unteren Strecke andere als in der oberen und lassen es begründet erscheinen, daß der Stromlauf in allmählich nach oben abnehmender Breite beiderseits durch Werke begrenzt wird, deren Höhe von Niedrigwasser an der Mündung bis auf Hochwasser an der Flutgrenze ansteigt.

Die Aufgabe, den Strom so auszubauen, daß der unteren Strecke ihre Wassermenge erhalten und gleichzeitig die größte Austiefung in der geregelten Strecke hervorgebracht wird, kann dadurch gelöst werden, daß die zu regelnde Strecke beiderseits durch Längsdämme eingefaßt wird, die mit ihren oberen Enden an das Ufer anschließen. Solange nun die zwischen dem Altufer und dem Damm liegenden Becken nach unten offen bleiben, wirken sie als Spülbecken für die untere Strecke, der dadurch ihre Wassermenge nicht nur erhalten wird, sondern sogar erheblich vermehrt werden kann. Auf die dauernde Mitwirkung solcher Spülbecken ist aber nicht zu rechnen, wenn sie nicht von Zeit zu Zeit ausgebaggert werden, da sie mehr oder minder schnell aufschlicken und zwar in der Regel um so schneller, je weiter stromab sie liegen.

Von sehr großer Bedeutung ist die Frage, welche Höhe man den Dämmen zu geben hat. Werden sie bis zur Hochwasserlinie heraufgeführt, dann wird die Strömung

zu allen Zeiten der Ebbe und Flut auf die Vertiefung des neuen Strombettes einwirken, während bei niedrigen Dämmen eine geschlossene Spülkraft nur für die kürzere Zeit ihrer Nichtüberströmung vorhanden ist. Bei hoher Überströmung geht ein Teil der Spülkraft für den eigentlichen Stromschlauch verloren, wodurch der Erfolg der Regelung außerordentlich beeinträchtigt werden kann. Dazu kommt, daß hohe Dämme die Entwicklung der Flutwelle mehr begünstigen als niedrige.

Die Höhe der Dämme hängt auch ab von dem hinter ihnen sich vollziehenden Verlandungsvorgange. Je nachdem die Verlandung vorzugsweise durch die schwebenden Sinkstoffe des Oberwassers oder durch den von der Flut herbeigeführten und beim Kentern der Strömung sich niederschlagenden Schlick gebildet wird, je nachdem es sich also um den oberen oder den unteren Lauf handelt, sind hohe oder niedrige Dämme anzulegen. Alsdann werden die hohen Dämme im oberen Lauf die Auflandung der Seitenbecken behindern und deren Wirksamkeit als Spülbecken sichern, während die niedrigen Dämme im unteren Lauf die Höhe der Aufschlickung hinter ihnen begrenzen, da diese nicht über die Dämme hinaus anwachsen kann. Je niedriger aber die Auflandungen im unteren Laufe sind, um so ungehinderter wird das Flutwasser eindringen können. Somit sprechen auch diese Erwägungen dafür, die Dämme von Hochwasserhöhe an der Flutgrenze bis auf Niedrigwasserhöhe an der Mündung allmählich zu senken.

Solange die niedrigen Parallelwerke nicht verlandet sind, ist durch niedrige Sperrbauten in den alten Stromarmen Sicherheit dagegen zu treffen, daß der Hauptstrom, bei überfluteten Dämmen, in die Altrinnen der Seitenbecken übertritt. Es ist nur willkommen, daß diese Sperrbauten die Verlandung hinter den Parallelwerken befördern: um so mehr werden die letzteren vor Zerstörung bewahrt und die Regelungserfolge gesichert. Selbstverständlich ist bei allen diesen Anlagen auf die Aufrechterhaltung der Entwässerung der Uferländereien zu achten.

Die vorstehend entwickelten Grundsätze verdanken wir J. Dalmann [21]. L. Franzius ist bei der Verbesserung der Unterweser [33] insofern von ihnen abgewichen, als er, anstatt dem Strome einen einheitlichen Querschnitt zu geben, den Querschnitt aus einem trapezförmigen Niedrig- und Hochwasserbett zusammensetzte, da es ihm erwünscht schien, den Querschnittsteil zwischen Niedrig- und Hochwasser möglichst groß zu lassen und umgekehrt den unter Niedrigwasser liegenden Teil entsprechend einzuengen, damit möglichst viel Flutwasser aufgenommen, aber die Strömung im Niedrigwasserbett möglichst stark werde. Die gleichen Ziele lassen sich aber sicherer, wenn auch mit erheblich größerem Kostenaufwande, mit einem flächengleichen einheitlichen Parabelquerschnitte erreichen, Fig. 302, weil dieser wegen seiner geschlossenen Form und seines kleineren benetzten Umfanges den Flut- und Ebbeströmungen geringeren Bewegungswiderstand entgegensetzt als der doppelte Trapezquerschnitt.

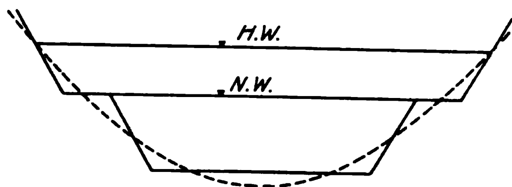


Fig. 302.

v. Horn äußert sich zu dem Franziusschen Querschnitte und zu der Linienführung wie folgt [34]: »Die Erfahrungen haben ergeben, daß die an eine solche Bauweise geknüpften Ergebnisse nicht in dem erwünschten Maße eingetroffen sind und auch nicht nach den vorangegangenen allgemeinen Betrachtungen eintreffen können. Außerdem nimmt das sogenannte Hochwasserbett einen Anteil an der Wasserbewegung,

wofür es nicht bestimmt ist, und zwar auf Kosten der Tiefe in dem Niedrigwasserbett. Ein großer Teil der vertiefenden Kraft des Stromes wird auf das Hochwasserbett übertragen, außerdem bei der Überströmung der das Niedrigwasserbett begrenzenden Leitdämme ein großer Teil der lebendigen Kraft der Flutwelle in Aufstauungen verloren gehen. Als Beleg für die Unzweckmäßigkeit einer solchen Methode kann das Längenprofil der Sohle in der Strecke Brake-Nordenham im Jahre 1895 dienen, in der die Tiefe keineswegs regelmäßig ist und die gewünschte Tiefe bei weitem nicht überall erreicht ist. Gleiche Erfahrungen hat man auch in den Niederlanden gemacht.

Alle Ströme haben vor ihrer Regulierung einen mehr oder weniger gewundenen Lauf. Es gibt also die Natur selbst den Weg an, der, ohne Zwang auf sie auszuüben, zu einer befriedigenden Lösung führen kann. Es kommt in der Hauptsache darauf an, den Krümmungen durch Stromwerke eine solche Form zu geben, wie sie für die Erlangung einer durchgehenden Tiefe wünschenswert ist.«

Die zuständige Stelle in Bremen hat sich zu diesem Urteile v. Horns dem Verfasser gegenüber folgendermaßen geäußert:

»Franzius legt in seinem Projekt zur Korrektion der Unterweser das Hauptgewicht auf die Herstellung eines einheitlichen Stromschlauches, also auf die Beseitigung aller Stromspaltungen. Von den Krümmungen hält er nur die für schädlich, die

a) wegen ihrer Größe die Flußlänge erheblich vermehren und dadurch den Schiffahrtsweg verlängern, die Wassertiefe vermindern und auf die Entwässerung des angrenzenden Geländes einen ungünstigen Einfluß ausüben,

b) wegen ihrer Schärfe die lebendige Kraft der auflaufenden Flutwelle verzehren.

Außerdem führt Franzius unter den Grundzügen für die günstigste Ausbildung des Flußlaufes noch eine allmähliche Zunahme der Querschnittsgrößen von oben nach unten, abgesehen von den Stellen, wo Nebenflüsse oder große tote Seitenarme einmünden, und deshalb die Querschnittsgröße sprungweise zunehmen muß, als unbedingt erforderlich an, und stellt endlich noch die Anforderung auf, daß die Breite zwischen Hoch- und Niedrigwasser möglichst groß, die Breite unter N.W. klein, die Tiefe aber groß sein müsse.

Als Vorteile dieser Querschnittsgestaltung des Flußbettes werden angegeben:

a) eine möglichst große Ablagerung von Flutwasser im oberen Teile des Bettes zur Erhaltung und Vermehrung der Wassermengen,

b) eine möglichst starke Strömung in dem unteren Teile zur Erhaltung und Vermehrung der Tiefen,

c) eine möglichst geringe Bewegung von Erdmassen zur Ausführung,

d) eine möglichst billige Anordnung von neuen Korrektionswerken, sowie weitgehendste Schonung bestehender Korrektionswerke und leichteste Unterhaltung der oberen und unteren Uferlinien.

Zu c) ist zu bemerken, daß zur Herstellung eines einfachen trapezförmigen Querschnittes weit über 100 Millionen Kubikmeter Boden hätten bewegt werden müssen, daß also die Kosten unerschwinglich gewesen wären.

Bezüglich der Behandlung der Krümmungen scheint eine völlige Übereinstimmung zwischen der v. Hornschen Anschauung und den bei der Korrektion der Unterweser befolgten Grundsätzen zu bestehen. Dieser Punkt bedarf daher keiner weiteren Erörterung.

Im übrigen ist den Ausführungen v. Horns entgegen zu halten, daß das gewählte Regulierungssystem sich bei der Unterweser durchaus bewährt hat. Wenn das

Längenprofil von 1895 noch erhebliche Mindertiefen und Unregelmäßigkeiten zeigt, so liegt das daran, daß der planmäßige Ausbau in diesem Jahre noch nicht vollendet war. Namentlich konnte auf der Strecke Dedesdorf-Nordenham infolge lang andauernder Verhandlungen mit Preußen erst im Jahre 1898 mit dem planmäßigen Ausbau des rechten Ufers begonnen werden. Jetzt ist der Zustand der Strecke Brake-Nordenham derart, daß er allen berechtigten Ansprüchen an die Wirkung der Korrektion genügt. Aus der Vergleichung der beigefügten Längenprofile aus den Jahren 1895 und 1907, Figuren 303 und 304, dürfte dies ohne weiteres hervorgehen.

Die noch vorhandenen Unregelmäßigkeiten können nicht auf das von Franzius angewendete Regulierungssystem zurückgeführt werden, sondern haben ihren Grund darin, daß zur Vermeidung übermäßig hoher Kosten von der strengen Durchführung des Projektes Abstand genommen ist und deshalb Unregelmäßigkeiten in der Querschnittsform bestehen geblieben sind. So sind z. B. die geplanten umfangreichen Abgrabungen an der Westseite der Luneplate und an den Ostseiten der Strohauser und Dedesdorfer Plate teils ganz, teils zum größten Teile unterblieben.

Die Hochwasserbreiten sind deshalb ungleichmäßig, und es entstehen infolgedessen Ablagerungen, die durch Baggerungen von Zeit zu Zeit entfernt werden müssen.

Überall, wo auf größerer Länge eine gleichmäßige Ausbildung der Profile stattgefunden hat (z. B. auf der Strecke von Bremen bis Vegesack und der Strecke Huntemündung bis Brake) hält sich die Rinne gut offen und erfordert nur geringfügige Baggerungen.

Zum Schlusse ist noch zu bemerken, daß das Bankett zwischen Hochwasser und Niedrigwasser, dem Schwächerwerden des Flutstromes Rechnung tragend, auf der Unterweser im allgemeinen von unten nach oben schmäler wird, so daß die Form des über Niedrigwasser liegenden Teiles des Strombettes flußaufwärts allmählich in die Form der eigentlichen Uferböschung übergeht. Im Grunde genommen scheint demnach das ausgeführte Regulierungssystem der Unterweser von dem für die Unterelbe geplanten nur wenig abzuweichen.«

Man wird die Linienführung des Stromlaufes so zu regeln haben, daß zu scharfe Krümmungen, die sowohl der Schiffahrt als auch der Fortpflanzung der Flutwelle hinderlich sind, abgeflacht und möglichst durch Durchstiche beseitigt werden. Bei dem stets kleinen Gefälle der Flutgebiete sind von Durchstichen, selbst wenn sie erhebliche Laufverkürzungen herbeiführen, nie die Nachteile zu erwarten, wie im oberen Laufe der schiffbaren Flüsse. Man wird sie nur so zu führen haben, daß auch in ihnen dem Talwege eine feste Lage gesichert wird. Flach gekrümmte Durchstiche sind daher geraden um so mehr vorzuziehen, je länger sie sind.

Was endlich die Stromspaltungen angeht, so wirken sie stets schädlich ein auf die Entwicklung der Flutwelle. Ihre Beseitigung durch Verbauung des Nebenarmes ist daher stets erwünscht, wenn auch nicht immer, wegen der Rücksichten auf örtliche Verhältnisse, durchführbar. Muß eine Stromspaltung als solche erhalten bleiben, dann sind die Verhältnisse so zu regeln, daß die Flutwelle die gleiche Zeit gebraucht zum Durchlaufen der Arme. Bei gleichen Querschnitten müssen daher die beiden Arme gleich lang sein, bei ungleich langen Armen muß der kürzere einen kleineren Querschnitt als der längere erhalten.

Ist eine Spaltung zu beseitigen, dann hat man den Nebenarm an seinem oberen Ende zu verbauen, um ihn möglichst als Spülbecken ausnutzen zu können. Durch die das erleichterte Eindringen der Flutwelle bezweckende Flußverbesserung wird in der

Längenprofil der Weser von Elsfleth bis Nordenham
aus dem Jahre 1895.

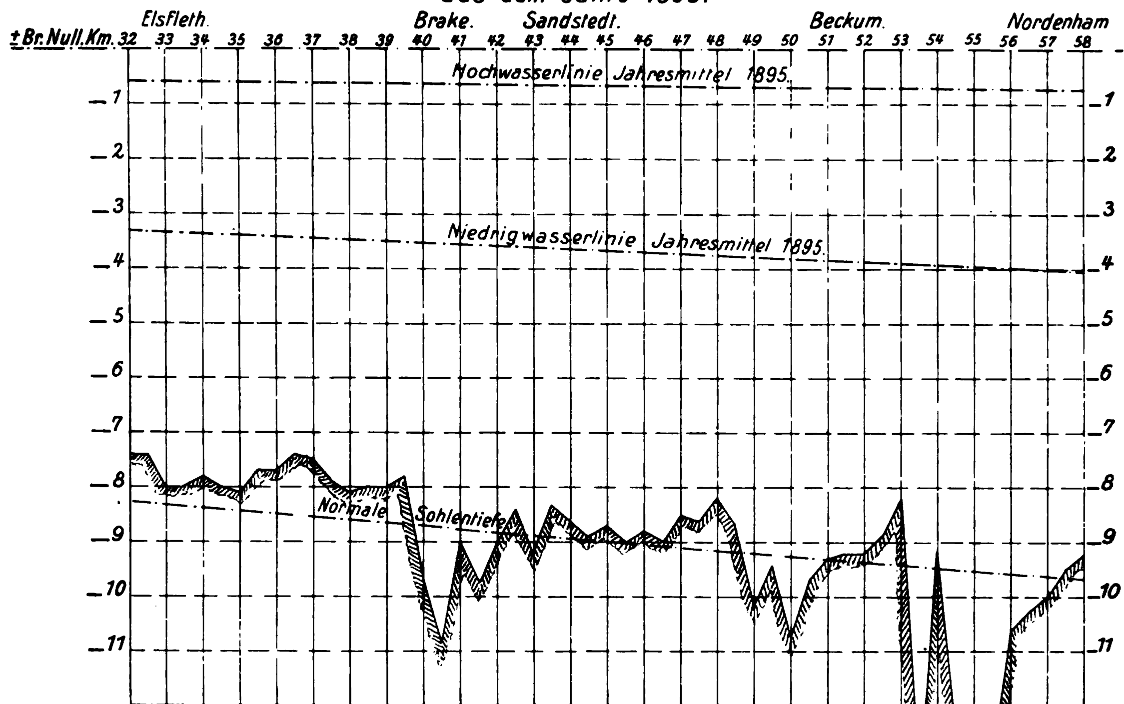


Fig. 303.

Längenprofil der Weser von Elsfleth bis Nordenham
aus dem Jahre 1907.

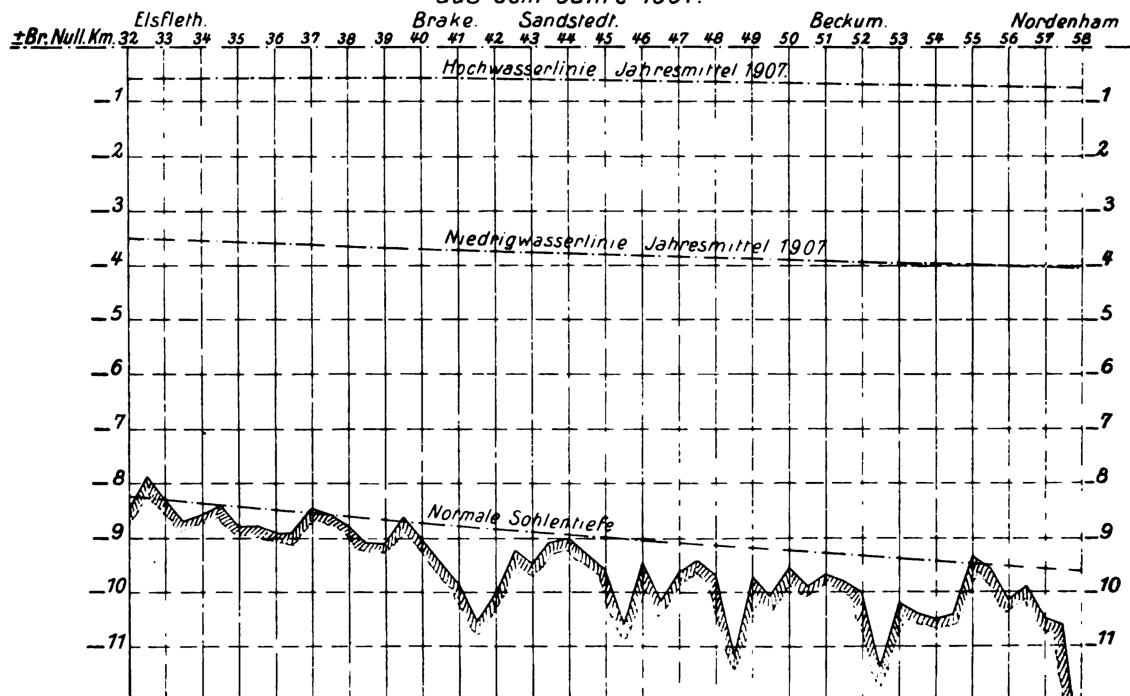


Fig. 304.

Regel nur die Niedrigwasserlinie FA, Fig. 305, gesenkt und die Flutgrenze A stromaufwärts nach A_1 verschoben, während die Hochwasserlinie SA in der Regel keine Veränderung erleidet. Nur dann, wenn die Hochwasserlinie infolge einer erheblichen Erweiterung der Querschnitte nach aufwärts sich senkt, erfährt sie durch die Verbesserung des Flußlaufes eine Hebung. Fig. 306 zeigt die Änderungen, welche die beiden Linien FA und SA durch die Verbesserung der Unterweser erhalten haben.

Gang der Entwurfsarbeiten [33], [35].

Den Entwurfsarbeiten muß eine eingehende Erforschung der Flutverhältnisse vorangehen, da erst nach genauer Kenntnis der bestehenden Verhältnisse ein Urteil darüber gewonnen werden kann, welche Verbesserungen möglich sind. Es sind demgemäß zunächst die Flutkurven an den einzelnen Pegelorten unter den verschiedensten Umständen (Springflut, taube Flut, Sturmflut, verschiedene Oberwassermengen) mittels selbstzeichnender Flutmesser zu ermitteln. Aus ihnen sind die Flutwellenlinien für die verschiedenen Tiden und zu allen Zeiten der Flut und Ebbe zu entwickeln. Diese Flutwellenlinien führen zur Kenntnis der Wassermenge und der Gefällegrößen an allen Punkten und zu allen Zeiten der Flut und Ebbe. Endlich sind die Stromquerschnitte durch Peilung aufzunehmen.

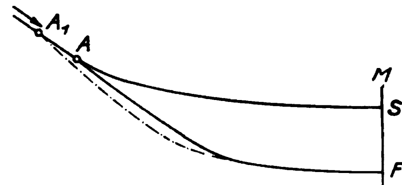


Fig. 305.

Als Grundlage für die Planung dienen die Anforderungen an die Linienführung und die Wassertiefe. Nach Feststellung dieser Anforderungen ist zu ermitteln, wie sich die Wasserverhältnisse in dem neuen Laufe gestalten werden und wie groß die ihm zu gebenden Breiten sein müssen, damit die gewünschten Tiefen sich einstellen und erhalten.

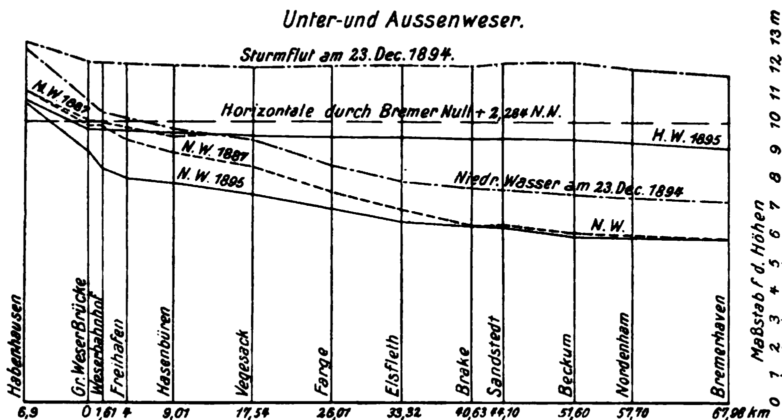


Fig. 306.

Um diese Fragen zu beantworten, nimmt man den Längenschnitt so an, wie man ihn zu erhalten wünscht. Man wählt eine Springflut, deren Flutkurve an der Mündung bekannt ist und von der man bei der Prüfung des Längenschnittes auszugehen hat, indem man die geometrischen Orte des Hoch- und Niedrigwassers oder die Lage der Linien SA_1 und FA_1 (Fig. 305) nach der geplanten Verbesserung ermittelt.

Fig. 307 stelle z. B. den Längenschnitt und die Flutkurve einer Springflut im Mündungsquerschnitte I dar. Wir haben zunächst die Flutkurven in II, III, IV und V

zu bestimmen, die die Flutwellen für jeden beliebigen Zeitpunkt ergeben. Zu dem Ende nehmen wir an, daß, wenn eine Flut in diesem Querschnitte I eine gewisse Höhe m erreicht, sie in diesem Punkte eine kleine elementare Welle oder Anschwellung hervorruft, die sich stromaufwärts auf den vorhergehenden Wellen ausbreitet. Diese kleine Welle ist positiv und entspricht einer Erhöhung während steigenden Wassers, oder sie ist negativ und entspricht dann einer Senkung während der Ebbe. Die kleinen Wellen rufen zusammen die Fluterscheinung hervor.

Untersuchen wir nun, was aus diesen kleinen aufeinanderfolgenden Wellen wird, wenn sie an einen anderen, oberhalb der Mündung I gelegenen Querschnitt II angekommen sind, und suchen wir die Zeit, die sie gebrauchen, um bis dahin zu gelangen. Sind diese Fragen einmal beantwortet, dann hat man für den neuen Ort II Zeit und Ordinate eines jeden Punktes der Flutkurve.

Auf diese Weise kann man die Flutkurven für alle Querschnitte oder Pegelorte zeichnen und deshalb für jeden Zeitpunkt die Flutwellen ermitteln. Nunmehr lassen sich die Wassermengen, die Querschnitte und die Breiten für jeden Ort des Stromes ableiten.

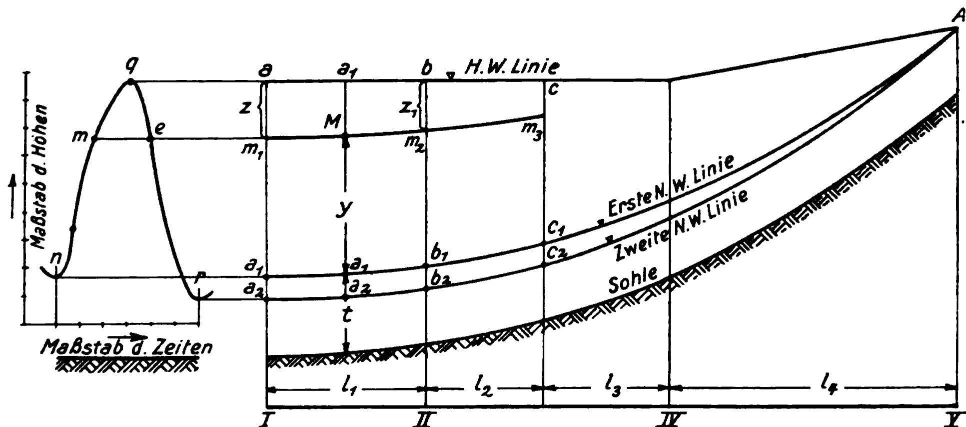


Fig. 307.

Da die Höhenunterschiede zwischen dem Hochwasser und dem ihm vorangehenden und nachfolgenden Niedrigwasser, da mit anderen Worten die Flutgrößen nicht einander gleich sind, so müssen bei dem eben dargelegten Verfahren die steigende Flut- und die fallende Ebbebewegung getrennt voneinander behandelt werden.

Nehmen wir für den gleichen Zeitenunterschied die aufeinanderfolgenden Punkte f und m des steigenden Zweiges der Flutkurve im Querschnitte I, dann werden diese Punkte, falls sich die Flutwelle regelmäßig fortpflanzt, was wir voraussetzen, auf dem Querschnitte II sich in einer ähnlichen Art wie in I verteilen. Da aber die Fluthöhe bb_1 in II nicht die gleiche ist wie in I, so nehmen wir an, daß diese Punkte sich auf aa_1 und bb_1 proportional den beiden Fluthöhen verteilen.

Bezeichnet daher z den Höhenunterschied am_1 zwischen dem Hochwasser und dem Punkte m in I, so nehmen wir an, daß in II der entsprechende Höhenunterschied z_1 oder bm_2 durch die Gleichung gegeben sei

$$z_1 = z\frac{bb_1}{aa_1}.$$

Das gleiche ist gültig für die fallende Ebbe und für die folgenden Wellen, deren Amplituden in I die Größe aa_2 und in II die Größe bb_2 haben. Man würde für diese Punkte der Flutkurve haben

$$z_2 = z \frac{bb_2}{aa_2}.$$

Die neuen Höhenpunkte m_2, m_3 sind somit alle bekannt, sowohl für die Flut als auch für die Ebbe, und die kleinen Elementarwellen der Flutkurve nqr folgen Kreuzungslinien wie z. B. $m_1 m_2$.

Da die Zeit eines jeden Punktes der Flutkurve im Mündungsquerschnitte I bekannt ist und diese Zeit diejenige ist, zu der die entsprechende Elementarwelle anfängt sich nach aufwärts auszubreiten, so muß man den Zeitpunkt berechnen, in welchem sie an jeden Pegelort oberhalb ankommt. Dieser Zeitpunkt wird erhalten, indem man zu der Zeit, zu welcher sie von I abgegangen ist, oder zu welcher sie einen schon berechneten Ort, wie z. B. II, erreicht hat, die Zeit hinzufügt, welche sie gebraucht, um bis zu dem folgenden Ort III vorzudringen. Diese Zeit erhält man, indem man den Abstand l zweier Orte durch die sekundliche Fortschreitungsgeschwindigkeit der Welle dividiert.

Diese Geschwindigkeit hängt von der mittleren Wassertiefe der Strecke l ab. Da die kleine von dem Punkte m oder m_1 ausgehende Welle durch m_1 und m_2 hindurchgehen muß, deren Höhenlagen jetzt bekannt sind, so hat man leicht die mittlere Höhenlage der Welle während ihres Vorüberwanderns zwischen den Orten I und II. Da auch die mittlere Sohlenordinate bekannt ist, so hat man die mittlere Tiefe unter dem Punkte M und seine Höhenlage sowohl über der Sohle als auch über Niedrigwasser.

Nach Gl. (7) des vorigen Abschnittes ist die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle

$$V = \sqrt{g(t+y)} - U,$$

wenn nach Fig. 307 t die Sohlentiefe unter Niedrigwasser und y die Höhe des Punktes M über Niedrigwasser oder die jeweilige Flutgröße bezeichnet. U ist die Geschwindigkeit der Strömung, auf der die Welle vorwärts eilt, wenn die Flutströmung den Lauf des Flußwassers nicht bis zur Bettsohle hemmt. Da aber bei auflaufender Flut die Flutströmung sehr bald das Wasser stromaufwärts zurückdrängt, so stellt sich bald die einwärts gehende Flutströmung im ganzen Querschnitte her, so daß man die ursprüngliche Geschwindigkeit U der Ebbeströmung vernachlässigen kann und einfacher hat

$$V = \sqrt{g(t+y)}.$$

Nachdem durch diese Rechnungen die Flutkurven gefunden worden sind, ist es leicht, so viele Flutwellenlinien zu erhalten wie man wünscht. Man kann für einen beliebigen Zeitpunkt die Ordinate des Wasserspiegels an jedem Pegelorte berechnen; indem man die zusammengehörigen Punkte auf einer Zeichnung miteinander verbindet, erhält man den gewünschten Längenschnitt. So lassen sich alle Flutkurven auf ein und demselben Blatte in großem Maßstabe zeichnen, z. B. die Höhen in 1:10 und die Zeiten in 1 : 30.

Will man eine größere Genauigkeit haben, dann beachte man, daß die Rechnung einen Höhenpunkt ergeben hat, in dem eine Elementarwelle an den beiden Endpunkten der gleichen Strecke ankommt, und die Zeit, die sie gebraucht hat, um diese Strecke zu durchwandern. Man kann daraus den Abstand herleiten, den diese Welle von den Endpunkten der in Frage stehenden Strecke in dem gewollten Zeitpunkte hat, und ihre Höhenlage zu diesem Zeitpunkte.

Es soll nicht unterlassen werden ausdrücklich hervorzuheben, daß solchen Rechnungen nur ein bedingter Wert zukommt und daß sie mehr Schätzungen als Rechnungen darstellen. Insbesondere sind die Formeln zur Berechnung der Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwelle unter Bedingungen gefunden, vergl. erster Teil, II. Abschnitt, B, die in den natürlichen Strömen hinsichtlich der Regelmäßigkeit und Stetigkeit der Querschnittformen und -Größen nie erfüllt werden.

Wir sind mit unseren vorstehenden Berechnungen Partiot [35] gefolgt, der aber auf den Schultern von L. Franzius [33] steht. Der letztgenannte ist bei der Planung der von ihm auch ausgeführten Unterweser-Korrektion so vorgegangen: Es wurden zunächst unter der Voraussetzung, daß sämtliche bedeutenderen Bewegungshindernisse beseitigt seien, die alsdann nach aller Wahrscheinlichkeit sich ergebenden Hoch- und Niedrigwasser-Linien angenommen, sodann unter Beachtung des Gesetzes für die Fortschreitungsgeschwindigkeit der Flutwellen nach Maßgabe der angenommenen Flutgrößen und Bettiefen, die demnächstigen Flutkurven berechnet, dann die entsprechenden Flutwellen entwickelt und hiernach die zukünftigen Wassermengen berechnet. Wurden sodann solche Geschwindigkeiten angenommen, die weder schädliche Austiefungen an einer noch Ablagerungen an anderer Stelle erzeugen, so konnten damit die zweckmäßigsten Querschnittgrößen ermittelt werden.

Um aber Gewißheit zu erhalten, daß die einzelnen angenommenen Stücke nicht gegen die gegebenen natürlichen streiten und namentlich nicht für die weiteren Schlußfolgerungen zu günstig sein würden, mußte nunmehr eine Nachprüfung vorgenommen werden. Es ließ sich nämlich aus den Querschnitten und Geschwindigkeiten für die verschiedenen Zeitpunkte der Ebbe, und zwar besonders für die Zeit des Niedrigwassers, das Spiegelgefälle der einzelnen Strecken berechnen und dadurch ein Vergleich zwischen dem berechneten und angenommenen Spiegel bei Niedrigwasser ziehen. Der letztere darf keinenfalls niedriger liegen als der berechnete.

Das von Franzius bei der Planung befolgte Verfahren weicht insofern von dem Partiotschen ab, als er die neuen Flutkurven in der oben dargelegten Weise nur für die Fluthälfte ermittelt und die Ebbehälfte mit Hilfe der für Hoch- und Niedrigwasser festliegenden Punkte unter Benutzung der alten Flutkurven entwirft, wobei er etwaige Unregelmäßigkeiten der alten Kurve beseitigt. Franzius weist ferner darauf hin, daß für die oberste Strecke des Flutgebietes die neuen Flutkurven nur für kleines Oberwasser ermittelt werden dürfen, weil höheres Oberwasser das Auflaufen der Flut verzögert, während gerade ohne Berücksichtigung dieser Tatsache die größere Wassertiefe bei hohem Oberwasser nach der Formel für die Fortschreitungsgeschwindigkeit größere Geschwindigkeiten ergeben würde.

Bezüglich der im Anfange des Entwerfens anzunehmenden Hoch- und Niedrigwasserlinien sprechen sich L. Franzius und de Thierry [36] so aus: »Das Maß, um welches sich die besonders wichtige Niedrigwasserlinie zu ändern hat, kann am sichersten aus der Vergleichung mit Niedrigwasserlinien gut ausgebildeter Flutgebiete sowie aus dem Gesamtbilde des fraglichen Flutgebietes gewonnen werden. Keinenfalls darf der gesamte Abstand zwischen dem neuen Hoch- und Niedrigwasser zu groß genommen werden, weil sonst eine zu günstige Voraussetzung gemacht würde.«

Für die Gefälleberechnungen ist man auf die allgemeine Geschwindigkeitsformel

$$v = c\sqrt{tJ}$$

angewiesen. Da diese aber den Beharrungszustand voraussetzt, und ein solcher im Flutgebiete streng genommen, nie eintritt, so ist sie hier nur für ganz kurze Zeit-

abschnitte und nur dann anwendbar, wenn sich im ganzen Querschnitte eine einheitliche Strömung ausgebildet hat. Letzteres ist nicht der Fall, solange die Flut- und Ebbeströmungen sich noch entwickeln: beim Beginn dieser Strömungen ist die Strömungsrichtung an der Oberfläche der an der Sohle entgegengesetzt, da sowohl die erste Ebbe- als auch die erste Flutströmung an der Sohle und längs der ausbiegenden Ufer beginnen, d. h. dort wo sie den kleinsten Widerstand antreffen. Am besten werden die Vorbedingungen der Formel für das Ende der Ebbezeit erfüllt.

C. Verbauung der Wildbäche.

Wenn auch die nachteiligen Folgen der plötzlichen Wildbachausbrüche sich unmittelbar auf den Schuttkegeln und mittelbar im Tale des Gebirgsflusses, in den die Wildbäche seitlich einmünden, fühlbar machen, so kann man doch erst dann die Schuttkegel sichern und im Tale des Gebirgsflusses befriedigende Zustände schaffen, nachdem durch bauliche Maßnahmen im oberen Laufe der Wildbäche deren plötzliche Ausbrüche unmöglich gemacht worden sind. Es sind daher die Stauungen im Gebiete des Wildbaches zu verhindern, welche die plötzlichen Ausbrüche veranlassen, und das kann nur dadurch bewirkt werden, daß die in der Wildbachschlucht lagernden lockeren Geröllmassen festgelegt bez. zurückgehalten werden und daß der Bildung neuer Geschiebemassen Einhalt getan wird. Die Geschiebe werden aber, abgesehen von der Felsverwitterung, in dreierlei Weise gebildet: erstens durch die Neubildung der Runsen auf den Steilgehängen des Sammelgebietes oder deren Vertiefung und Erweiterung, dann durch die Auswaschung der Sohle im oberen, noch nicht fertig ausgebildeten Erosionsgebiete und drittens durch die Annagung und Unterspülung der Seitengehänge in dem unteren, in der Sohlenerosion beendigten Gebiete des Sammelkanals. Ganz allgemein wird die Geschiebebildung dadurch verhindert, daß in den Böschungen des gesamten Gebietes ein Gleichgewichtszustand herbeigeführt wird. Im Sammelgebiete sind daher die Steilgehänge zu befestigen. Wenn durch die Wirkung des eingesickerten Tagewassers größere Massen des Steilgehänges auf einer undurchlässigen Schicht ins Abrutschen kommen, dann kann nur eine Entwässerung durch Drainage Abhilfe schaffen, falls diese bis zu der undurchlässigen Schicht hinabgeführt werden kann. Handelt es sich nur darum, der Abschwemmung der erdigen obersten Bodenschicht vorzubeugen, dann ist ihre Befestigung durch eine lebende Pflanzendecke anzustreben und dem übermäßigen Einreißen der Runsen zu begegnen. Bei sehr steiler Hanglage wird die erstere Maßnahme durch eine mechanische Befestigung der Oberfläche mit niedrigen wagerecht verlaufenden Flechtzäunen vorzubereiten sein. Einer Umformung der Oberfläche in terrassenförmige Stufen ist zu widerraten.

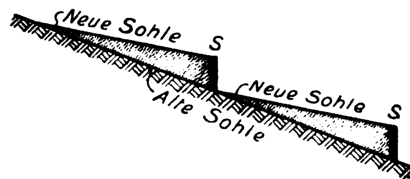


Fig. 308.

Im oberen Steilgebiete des Sammelkanals begegnet man der Sohlenvertiefung dadurch, daß man, Fig. 308, das zu steile Sohlengefälle mittels wehrartiger Querbauten oder Sperren S treppenförmig bricht oder dort, wo sich natürliche Stufen bereits befinden, deren Bestand sichert. Die Sperren müssen so hoch werden und so weit voneinander liegen, daß mit dem neuen relativen Gefälle zwischen ihnen der gewünschte Gleichgewichtszustand zwischen der Angriffskraft der Strömung und dem Widerstands-

vermögen der Sohle herbeigeführt wird. Das neue Gleichgewichtsgefälle ist von der Beschaffenheit des Sohlengeschiebes abhängig. Den besten Anhalt für seine richtige Bemessung werden vorhandene Gleichgewichtsstrecken geben. Allgemein gültige Gefällewerte lassen sich nicht angeben. Die zulässigen Höhen der Sperren sind abhängig von der Beschaffenheit des Untergrundes und der Seitenböschungen, an die sie sich fest anschließen müssen, von der Art der zu verwendenden Baustoffe und von den verfügbaren Mitteln. Ganz allgemein läßt sich nur sagen, daß man versuchen soll, an Stelle weniger hoher Sperren eine größere Zahl niedriger vorzusehen. Aber auch hier wird man bei der Planung sich den vorhandenen Gefälleverhältnissen und Zuständen der zu verbauenden Schlucht möglichst anzupassen haben. Sollte eine zwischen zwei Sperren liegende Strecke noch ein zu großes Gefälle aufweisen, dann ist letzteres nach ihrer erfolgten Verlandung durch niedrige Stufen aus Querflechtzäunen oder gepflasterten Schwellen auf das zulässige Maß zu ermäßigen. Trotz dieser Gefälleermäßigung wird es manchmal erforderlich sein, die aufgelandete Sohle in ihrer Oberfläche zu befestigen: dazu dienen die sogenannten Schalen. Sie müssen vor allem widerstandsfähig sein und eine für den Abfluß ungünstige Querschnittform erhalten, sollten also möglichst flach und breit geformt werden. Die Angriffskraft der Strömung wird außer durch die Gefälleermäßigung noch dadurch vermindert, daß die erhöhte neue Bachsohle gegen früher eine größere Breite erhält, mithin an Stelle des alten schmalen und tiefen Abflußquerschnittes ein breiter und flacher, den Abfluß weniger begünstigender, tritt. Der Hauptvorteil, der mit der Erhöhung und Festlegung der Bachsohle verbunden ist, besteht aber darin, daß der Fuß der seitlichen Hänge durch die neue Sohle gegen Unterwaschungen geschützt wird.

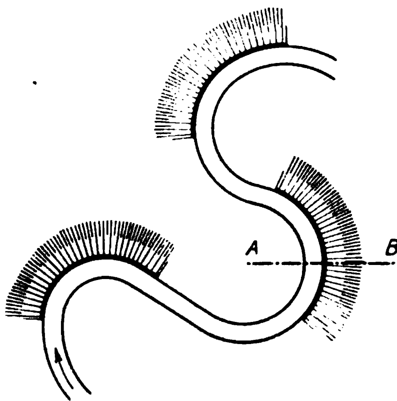


Fig. 309a.

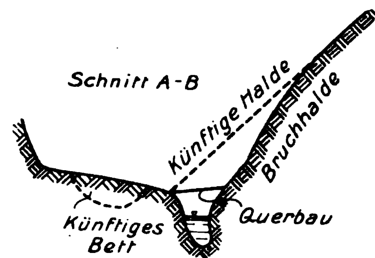


Fig. 309b.

In der unteren Strecke des Sammelkanals ist der Fuß der seitlichen Hänge vorwiegend gegen seitliche Erosion zu sichern und zwar dort, wo die Seitenwände die Prallufer der Bachkrümmungen bilden, die der sich selbst überlassene Wildbach mehr und mehr verschärft. In Fig. 309a sind diese Prallufer durch starke Linien gekennzeichnet. Das Abhilfmittel besteht darin, durch Querbauten den Wildbach von der Bruchhalde abzudrängen, Fig. 309b, und unter Abflachung der Krümmungen ihm ein neues Bett mehr in der Mittellinie der Schlucht anzuweisen.

Die Festlegung und Zurückhaltung der in der Schlucht lagernden lockeren Geschiebe und derjenigen Geschiebemassen, die nicht verbaut werden können, wie der Produkte der Felsverwitterung, erfolgt durch sogenannte Talsperren, welche die Wildbachschlucht ganz durchqueren und über deren Krone das Wasser überfallartig ab-

fließt. Ihr Nutzen ist auch darin zu erblicken, daß sie schon eine Abhilfe schaffen, bevor diese von der eigentlichen Verbauung erwartet werden kann. Endlich regeln sie die Abfuhr der Geschiebe, indem bei eintretenden Katastrophen aufwärts von ihnen große Massen liegen bleiben, die nachher nur allmählich abgeführt werden. Sie verhindern also einen plötzlichen Ausbruch der ganzen Masse.

Da die geschiebeaufhaltende Wirkung der Talsperren nur so lange währt bis sie ganz hinterfüllt sind und bis sich oberhalb ein neuer Gleichgewichtszustand ausgebildet hat, so wird man als Ort der Talsperren möglichst solche Verengungen der Wildbachschlucht wählen, oberhalb welcher eine möglichst flach ansteigende und erhebliche Erweiterung des Tales vorhanden ist. Da sich solche Verengungen meistens dort finden, wo die Wildbachschlucht allseitig von festem Felsen begrenzt ist, so sind sie auch in baulicher Hinsicht als Ort für die Talsperre besonders geeignet.

Die Höhe der Talsperren wird von Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen und insbesondere nach dem Verlaufe des Sohlengefälles zu bestimmen sein. Auch wird die Notwendigkeit, mit den zur Verfügung stehenden Mitteln und Baustoffen ein durchaus standfestes Bauwerk zu errichten, dessen Höhe begrenzen.

Erst nach der Durchführung der Verbauung und nach der Herbeiführung eines Gleichgewichtszustandes im Gebiete des Wildbaches wird man mit Aussicht auf dauernden Erfolg an die Regelung des Abflusses auf dem Schuttkegel herantreten können, erst dann kann und muß man diesen Abfluß in ein einziges Gerinne zusammenfassen.

Auf dem verwilderten Schuttkegel findet eine deltaförmige Verästelung des Wasserabflusses statt, die ein großes Gefällebedürfnis bedingt. Infolgedessen ist das Gleichgewichtsgefälle auf dem Schuttkegel ein verhältnismäßig großes. Durch die Zusammenfassung des Abflusses in ein einziges Gerinne wird das Gefällebedürfnis verkleinert. Ist daher dieses Gerinne nur seitlich fest begrenzt, nicht aber in seiner Sohle befestigt, dann wird eine nach rückwärts zunehmende Austiefung der Sohle eintreten: der neue Wasserlauf wird sich in den Schuttkegel tiefer einbetten. Das ist meistens ein nur willkommener Vorgang, da durch ihn das Gelände des Schuttkegels gegen die Wildbachverheerungen wirksam geschützt wird. Man muß aber dann der Erosion durch eine feste Sperre am Ausgange der Schlucht in das Tal des Gebirgsflusses Einhalt tun, da sonst die Erosion sich auf das Gebiet der Wildbachschlucht rückwärts übertragen und den dort geschaffenen Gleichgewichtszustand wieder stören würde.

Mit der Austiefung ist aber eine Verlängerung des Schuttkegels verbunden. Ist diese nach den örtlichen Verhältnissen nicht statthaft, dann hat man das Abflußgerinne auf dem Schuttkegel als Schale auszubauen und gegebenenfalls das zu große Gefälle durch niedrige Querbauten treppenförmig zu brechen. Die Größe des Schalenquerschnittes ist nach der größten abzuführenden Wassermenge und der zulässigen Geschwindigkeit zu bestimmen. Seine mittlere Tiefe ergibt sich dann aus dem Gefälle. Sie fällt natürlich um so kleiner aus, je kleiner die zulässige Geschwindigkeit ist, während sich die Breite in entsprechendem Verhältnisse vergrößert. Im allgemeinen sind die flachen und breiten trapezförmigen Querschnitte wegen ihrer leichteren Herstellung und Unterhaltung den bogenförmigen vorzuziehen.

Die Höhenlage der Sohle von Wildbächen gestaltet sich bei der Mündung nicht etwa nach dem Niedrigwasser des Flusses oder Sees, in den sie sich ergießen, sondern nach den beständigen höheren Wasserständen. Das Mündungsgefälle ist daher nach den letzteren zu bestimmen. v. Salis macht darauf aufmerksam, daß die in Seen mündenden künstlichen Wilbachrinnen, wenn sie zu weit auf angeschwemmtem Boden vor-

geschoben werden, der Gefahr ausgesetzt sind, mit diesem abzubrechen und zu versinken: es sei somit rätlich, mit den gemauerten Kanälen in angemessenem Abstande von der steilen Seehalde stehen zu bleiben und die Fortsetzung bis dort in leichterer und wohlfeilerer Holzkonstruktion zu bewirken.

Zuweilen wird man es dem Bache überlassen müssen, die Verlängerung seines Laufes über einen seichten Uferstreifen bis zum tiefen See durch eigene Aufschwemmung herbeizuführen. Man hat dann bei der Anlage des neuen Bettes bis zum einstweiligen Ufer auf das Gefälle Rücksicht zu nehmen, das der Bach von dort weg bis zur steilen Seehalde erfordert: die Sohle ist dann auf entsprechender Höhe festzulegen.

Von besonderer Wichtigkeit ist es, den Fuß des Schuttkegels gegen etwaige Angriffe des Gebirgsflusses zu sichern. Solche Angriffe sind nur dann nicht zu bekämpfen, wenn zwischen dem Schuttkegel und dem Gebirgsflusse noch ein Geländestreifen mit dem Ablaufgerinne besteht. In diesem Falle hat man die Annäherung des Gebirgsflusses an den Schuttkegel durch Befestigung des Flußufers zu verhindern.

D. Regelung der Gebirgsflüsse.

Die Regelung der Gebirgsflüsse soll vor allem den Schädigungen Einhalt tun, die der verwilderte Fluß dem von ihm eroberten Talboden zufügt, und die darin bestehen, daß die landwirtschaftliche Nutzung des Talbodens durch die verschotternde Wirkung der regellos seitlich ausbrechenden Hochwässer unsicher gemacht und beeinträchtigt, und daß durch die Verwilderung des Flusses der Talboden mehr und mehr versumpft wird. Die Verwilderung des Flusses, seine Spaltung in mehrere Arme, von denen bald der eine, bald der andere zum Hauptabflußarme wird, und die ihre Lage bei jedem Hochwasser mehr oder minder ändern, ist, abgesehen von der übermäßigen Geschiebezufuhr seitens der nicht verbauten Wildbäche, auf das Fehlen widerstandsfähiger Mittelwasserufer und fester, das Hochwasser zusammenhaltender Hochwasserufer zurückzuführen. Werden nach Verbauung der Wildbäche diese Ufer befestigt und so errichtet, daß auch das Hochwasser in einem einzigen Bett abfließen muß, dann werden günstigere Abflußverhältnisse geschaffen, das endgültige Gefällebedürfnis ist daher kleiner als es bisher war. Es muß sich somit der geregelte Flußlauf so lange und so tief einbetten, und zwar in einem nach unten abnehmenden Maße, bis sich das neue kleinere Gleichgewichtsgefälle in ihm ausgebildet hat. Das hat eine Senkung des Wasserspiegels oberhalb der geregelten Strecke zur Folge, die aber hier, wo es sich meistens um nicht schiffbare Flüsse handelt, oder wo doch die Ansprüche der Schiffahrt bescheiden sind, und da ja eine Tieferlegung des Wasserspiegels beabsichtigt wird, nur erwünscht ist.

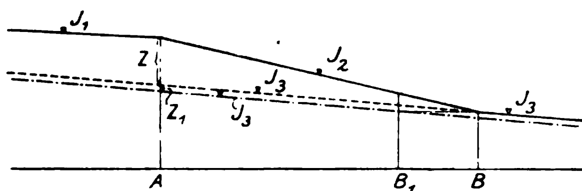


Fig. 310.

Fig. 310 veranschaulicht diese Veränderungen. AB sei die zu regelnde verwilderte Strecke, die zwischen zwei gut ausgebildeten Strecken liege. Die Strecke oberhalb A liegt im Stau der Strecke AB, hat also ein kleineres Gefälle als die Strecke unterhalb B, während das Gefälle der verwilderten Strecke AB das größte von allen dreien ist. Es finden also die Beziehungen statt:

$$J_1 < J_3; \quad J_3 < J_2 .$$

Wird nun die Strecke AB geregelt, dann erhält sie den gleichen Gefällebedarf wie die Strecke unterhalb B; es stellt sich somit in ihr durch nach oben fortschreitende Auswaschung das Gefälle J_3 ein und der Wasserspiegel bei A senkt sich um die Größe x. Erfährt sie aber zugleich eine Verkürzung um die Länge $B_1 B$, dann vergrößert sich die Spiegelsenkung bei A um

$$x_1 = B_1 B \cdot J_3 .$$

Nicht erwünscht, da schädlich, ist eine Vermehrung des Arbeitsvermögens des Hochwassers, das ja schon im verwilderten, nicht geregelten Flußlaufe zu groß ist. Man muß also den Hochwasserquerschnitt so bemessen und gestalten, daß nach eingetretener Spiegelsenkung die mittlere Hochwassergeschwindigkeit ein gewisses Größtmaß nicht überschreitet, das in jedem einzelnen Falle nach der Geschiebeart einzuschätzen sein wird, im übrigen aber nicht größer als die frühere Abflußgeschwindigkeit werden darf.

Diese Erwägungen führen zu der in Fig. 311 dargestellten Querschnittform. Die Gefälle der drei eingezeichneten Wasserspiegel ergeben sich aus den möglichen Ausgleichungslinien, die man aus dem Längenschnitte des Flusses zu ermitteln hat. Aus diesen Gefällen, den gegebenen Abflußmengen und dem den Naturquerschnitten zu entnehmenden Verhältnisse $\frac{b}{t}$ hat man nach der unter B, § 1 dieses Abschnittes gegebenen Anleitung die Querschnittabmessungen zu berechnen, indem man für den Mittel- und Niedrigwasserquerschnitt eine quadratische Parabel zugrunde legt.

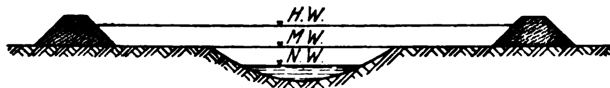


Fig. 311.

Für die Linienführung des neuen Flußlaufes gelten in **Bayern** die folgenden **technischen Vorschriften** [37]:

»1. An Flüssen mit höheren Ufern sind die konkaven Ufer festzuhalten.

2. Selbst in geraden Strecken ist, wo möglich, die Normallinie an eines der beiden Ufer anzulehnen.

3. Zur Erzielung einer geregelten Linie sind die Ufervorsprünge dem Strome zum Abbruch zu überlassen und die Normallinie tunlichst nahe an die eingebogenen Uferstellen zu legen.

4. Bestehende Bauten und geschützte Uferstrecken sind besonders zu berücksichtigen.

5. Müssen wegen allzu großer Unregelmäßigkeit des Flusses die Ufer verlassen werden, so ist zur Vermeidung von kostspieligen Tiefbauten mit der Normallinie den Inseln, unbeweglichen Materialbänken und seichten Stellen insoweit zu folgen, als dieses unbeschadet der gehörigen Regelung des Flußbettes geschehen kann.

6. Gebirgsflüsse mit starkem Gefälle vollkommen oder annähernd gerade zu leiten rechtfertigt sich nur, wenn die Korrektion die Entsumpfung ausgedehnter Uferstrecken zum vorwiegenden Zweck hat.

7. In den übrigen Fällen muß im Interesse der Landwirtschaft sowie des gesicherten Bestandes der Uferbauten und deren möglichst billigen Unterhaltung einer zu großen Senkung des Flußwasserspiegels vorgebeugt werden.

8. **Die Korrektionslinien sollen hierbei in einer Weise bestimmt werden, daß das ohnehin schon starke Gefälle nicht noch vergrößert wird.**

9. Es sind daher für den Lauf dieser Flüsse Serpentinen von möglichst gleichmäßigen Kurven zu wählen.

10. Bewegt sich ein Fluß an Gehängen hin, welche auf wasserdurchlassenden Schichten Quellen zutage fördern, oder über welche herab sich andere Zuflüsse ergießen, so empfiehlt es sich nicht, die Korrektion längs diesen Gehängen hinzuführen, insofern als sie den erwarteten einseitigen Schutz des Ufers wegen ungenügender Widerstandskraft gegen die Angriffe des Wassers selten gewähren, vielmehr häufigen Abbrüchen und Abstürzen ausgesetzt sind.

11. Dagegen ergibt sich durch die Verlegung der Korrektionslinien in die Talebene hinaus die Möglichkeit, die zwischen dem Fluß und dem Hochufer sich bildenden Alluvionen durch die Verwendung der den Gehängen entspringenden Gewässer in fruchtbare Wiesen umzuwandeln.«

Wir fügen diesen durchaus zweckmäßigen Vorschriften noch die hinzu, daß man es peinlichst vermeiden muß, durch Begradigungen oder gar Durchstiche den Wasserspiegel dort zu senken, wo Schuttkegel von Wildbächen bis hart an den Gebirgsfluß herantreten, oder gar diese Stellen mit einer neuen Uferlinie anzuschneiden, da sonst wegen der Aufhebung des bisherigen Gleichgewichtszustandes eine unter Umständen sehr gefährliche Bewegung des Schuttkegels eintreten könnte.

Zu Punkt 8 ist übrigens zu bemerken, daß durch die Korrektion günstigere Abflußverhältnisse geschaffen werden, was in einem kleineren Gefällebedarf zum Ausdrucke kommt. Durch die Korrektion wird daher nur eine vorübergehende Gefällevergrößerung hervorgerufen, die aber bald infolge der nach oben zunehmenden Auswaschung der Sohle verschwinden wird, so daß endgültig in der verbesserten Strecke ein kleineres Gefälle als früher sich einstellen wird, wie es eben dem nunmehr kleineren Gefällebedürfnisse entspricht.

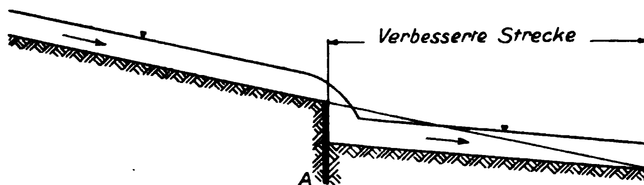


Fig. 312.

Sollen daher oberhalb der verbesserten Strecke die bestehenden Verhältnisse keine Veränderung erleiden, dann ist an ihrem Anfange die Sohlenvertiefung durch eine feste lotrechte Stufe *A*, Fig. 312, zu begrenzen: eine Maßnahme, deren Durchführung allerdings nur auf nicht schiffbaren Strecken möglich ist.

III. Abschnitt.

Die Ausführung der Flußregelungen.

A. Wildbachverbauungen.

Kleine und seichte Runsen sind mit Flechtzäunen zu verbauen. Zu dem Ende werden 1 bis 2 m lange und 6 bis 10 cm starke Rundpfähle in Abständen von 0,5 bis 1,0 m so tief eingeschlagen, daß sie etwa 0,5 m freie Länge behalten. Sie werden dann mit begrünungsfähigem Reisig so eingeflochten, daß die Geschiebe vor ihnen zur Ablagerung kommen. Die Flechtzäune stehen quer zur Runse und in einem nach der Hangneigung sich richtenden gegenseitigen Abstande von etwa 1 bis 2 m. Werden die

Pfähle nicht eingeflochten, sondern bergseits mit Strauchwerkkörpern, sogenannten Faschinen, belegt, dann heißen sie Faschinenzäune.

Es empfiehlt sich, falls solches in der Nähe liegt, die Runsen außerdem mit Geröllе auszufüllen und dadurch ihrer Erweiterung und Vertiefung vorzubeugen.

Die Bauart der Sperren richtet sich, abgesehen von den Untergrundverhältnissen, in erster Linie nach den zur Verfügung stehenden, d. h. unweit der Baustelle zu gewinnenden Baustoffen und muß eine solche sein, daß die Sperre standsicher und gegen seitliche Hinterwaschung und Unterwaschung durchaus gesichert ist. So lange noch erhebliche Geschiebemassen über die Sperre hinweggehen können, wird sie, abgesehen von dem Druck der Hinterfüllung, durch die Reibung an ihrer Oberkante, ihrer Krone und an ihren Seitenwandungen, ihren Flügeln, sowie durch den Stoß des ankommenden Geschiebes beansprucht. Diese der unmittelbaren Abnutzung durch die Geschiebe ausgesetzten Teile müssen daher mit besonderer Sorgfalt ausgebildet werden.

Damit die von der Krone der Sperre herunterfallenden Geschiebe nicht auf die Sperre selbst aufschlagen können, ist diese lotrecht oder doch mit nur geringer Böschung anzulegen. Hierbei ist zu beachten, daß die Krone leicht wieder ausgebessert werden kann: bei der Böschung der Vorderwand ist das aber weit schwieriger.

Sollte, bei großem Gefälle der Bachsohle oberhalb und falls die Möglichkeit größerer Geschiebeentleerungen vorliegen sollte, ein Anprall der herabkommenden Geschiebe gegen die noch nicht hinterfüllte Sperre zu befürchten sein, dann empfiehlt es sich, die letztere an ihrer oberen Seite mit Bachgeschiebe zu hinterfüllen.

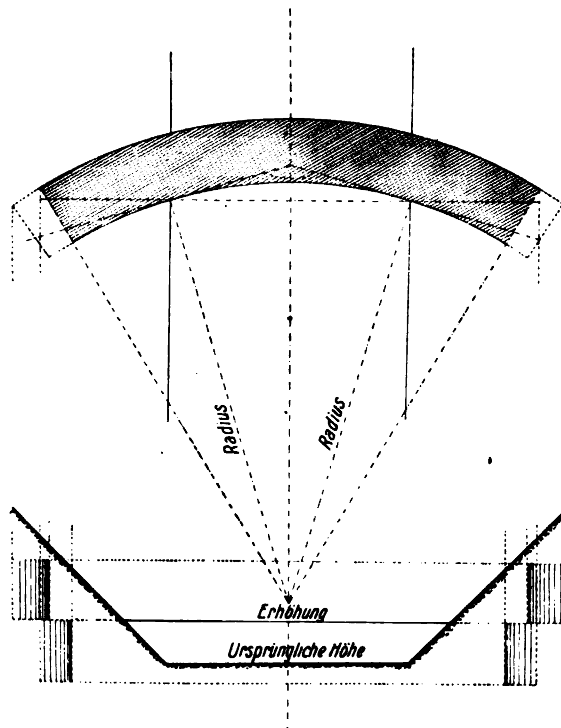


Fig. 313.

Der Wasserdruck kommt für den gewöhnlichen Fall, daß die Sperre aus Trockenmauerwerk, sei es in Verbindung mit einer Holzkonstruktion oder ohne eine solche, errichtet wird, nicht in Frage, weil die Sperre dann so durchlässig ist, daß, wenigstens bei kleinerem Wasserzuflusse, das Wasser in dem Becken hinter der Sperre überhaupt nicht bis zu ihrer Krone ansteigt. Ist aber das Becken verlandet, dann entfällt der Wasserdruck um so mehr, als das aufgefüllte Becken durch die Verschlammung meist sehr wenig durchlässig ist. Die Sperre hat dann also nur als Futtermauer zu wirken. Bei Sperren aus Mörtelmauerwerk aber hat man durch Anlage von Sickerschlitzen im Mauerkörper die Ansammlung von Wasser hinter ihnen zu verhindern.

Immerhin ist es geboten, wie v. Salis [19] hervorhebt, dessen Ausführungen wir hier folgen, den Querschnitt des Sperrenkörpers reichlich stark zu bemessen und über-

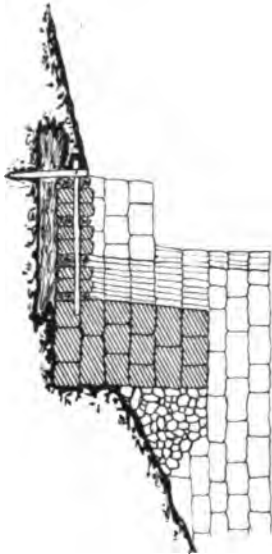


Fig. 314b.

1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9m

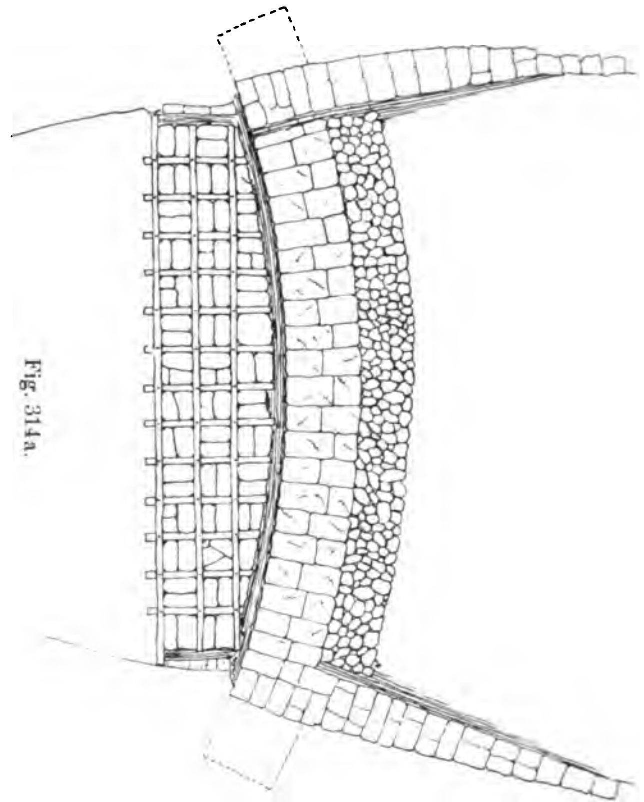
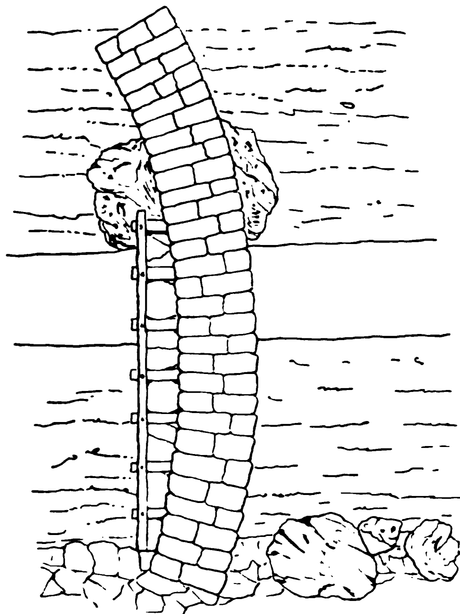


Fig. 314a.



1 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9m

Fig. 315b.

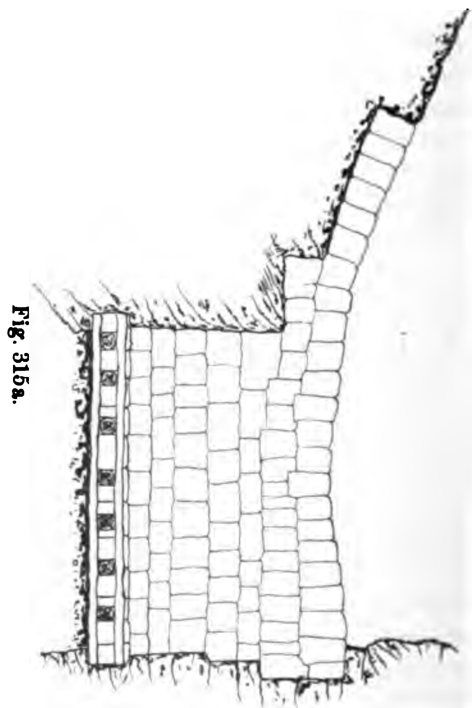


Fig. 315a.

dies seine Standsicherheit dadurch zu erhöhen, daß man die Sperre nach einem stehenden Gewölbe formt.

Es empfiehlt sich, einen flachen Bogen, Fig. 313, anzuwenden: beim Aufbau der Sperre sind dann die oberen Schichten oder Ringe so zu verlängern, daß sie sich fest gegen die Seitenwände anlehnen. Die Sperre ist zuerst so auszuführen, daß jeder Ring tief genug in die Seitenböschungen eingreift und gegen diese verspannt ist, wobei also je der obere Ring den unteren seitlich stufenförmig übergreift. Dann erst werden auf beiden Seiten Flügel oder Flügelwuhre aufgesetzt und auch die hinter ihnen liegenden Teile des obersten Ringes bis zur Höhe der Flügel aufgeführt, Fig. 314a und b. In den Figuren 315 bis 321 bringen wir nach [19] einige weitere Beispiele ausgeführter Sperren.

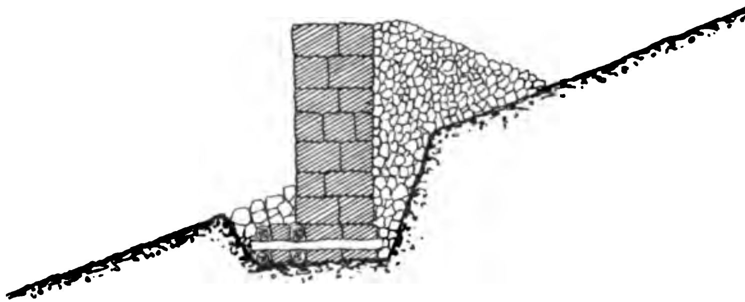


Fig. 315c.

Bei Trockenmauerwerk ist außerordentliche Sorgfalt auf einen guten Verband zu legen, in besonderem Maße gilt das für die oberste Schicht: am unteren Rande der Krone dürfen nur tief eingreifende Binder verwendet werden, damit sie den auf Verschiebung wirkenden Reibungskräften der darüber gehenden schweren Geschiebe widerstehen können. Was dem Trockenmauerwerk als solchem an konstruktivem Verbande abgeht, ist möglichst durch die Schwere der einzelnen Steine zu ersetzen: jeder einzelne Stein sollte so schwer sein, daß er lediglich durch sein Gewicht ortsbeständig ist. Der Verband ist trotzdem so anzuordnen, daß er ganz durch die Sperre hindurchreicht, damit man nicht zwei für sich getrennte Teile bekommt. Bei der Verwendung von Holz ist möglichst Rücksicht auf seine Mängel hinsichtlich der Abnutzung und Fäulnis zu nehmen.

Wir bringen in Fig. 322a bis c eine Sperre von der mustergültigen Verbauung des Spreitenbaches bei Lachen, weil sie zeigt, wie durch geschickte Benutzung bereits lagernder, also eine natürliche Stufe bildender großer Blöcke ein Sperrenkörper errichtet werden kann.

Die wichtigste und zugleich schwierigste Aufgabe besteht aber in der Versicherung der Bachsohle unterhalb der Sperre gegen die Folgen des Absturzes, denen in verschiedener Weise begegnet werden kann.

So zeigen die Figuren 314, 317, 320 und 321 einen Sturzboden, der aber selbst eine dauernde Unterhaltung erfordert und an dessen unterem Ende, wie lang er auch sein mag, sich stets ein Kolk ausbildet. Bei der Sperre Fig. 315a bis c ist der Sturzboden ganz weggelassen und dafür die Sperre tiefer gegründet und gegen die Folgen der Unterspülung durch einen immerhin etwas vor die Sperre vortretenden und fest ausgemauerten Rost gesichert. Besser aber als solche Sicherungen sind die in den Figuren 316 und 322 dargestellten: es wird in passendem Abstande unterhalb der Haupt-

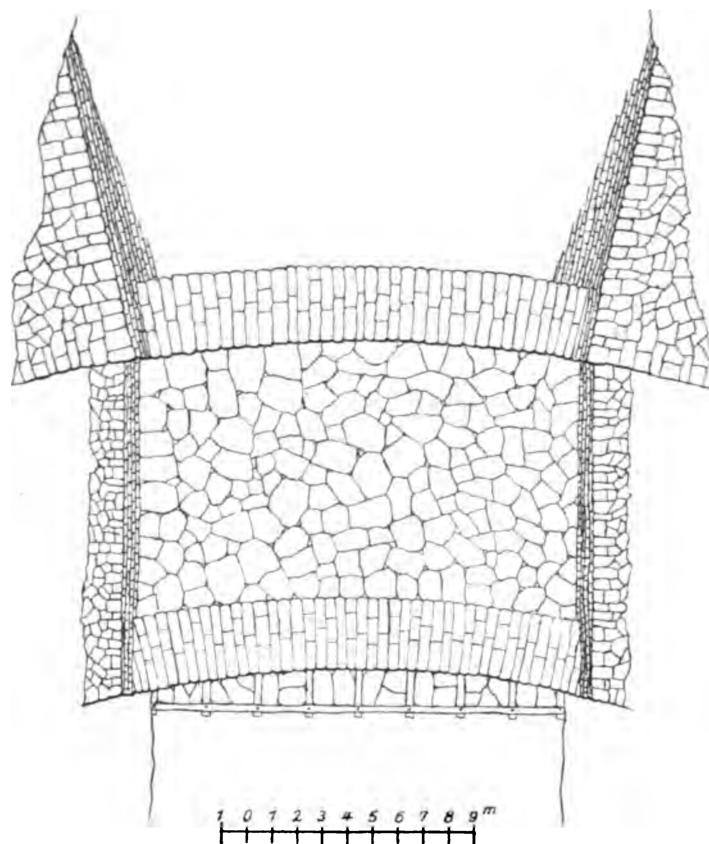
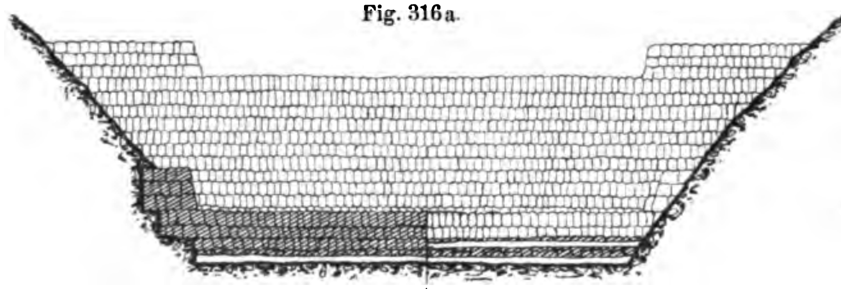
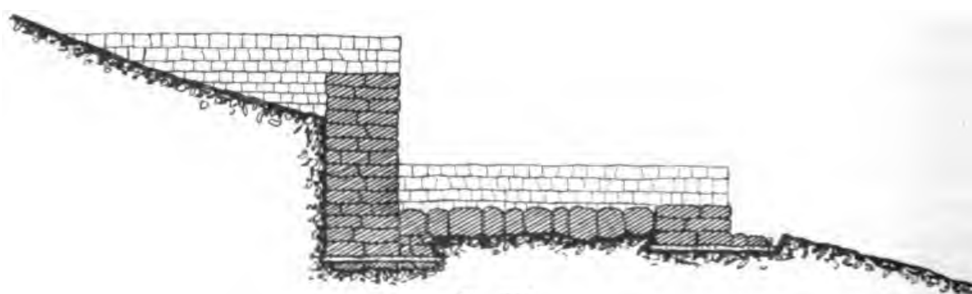


Fig. 316 a.


Fig. 316 b.


Fig. 316 c.

sperre eine niedrigere Vorsperre angelegt, von welcher der Absturz nur klein ist. Der Zwischenraum wird mit großen Steinen ausgepflastert. Auf Grund der inzwischen gemachten Erfahrungen verwendet man neuerdings in der Schweiz nur Vorsperren, wobei man die Seitenmauern *AB*, Fig. 323, stark zurückzieht und auf eine genügend tiefe Gründung der Hauptsperre Bedacht nimmt.

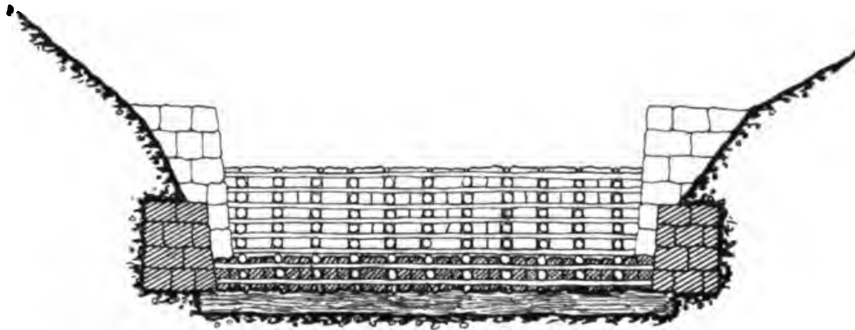


Fig. 317a.

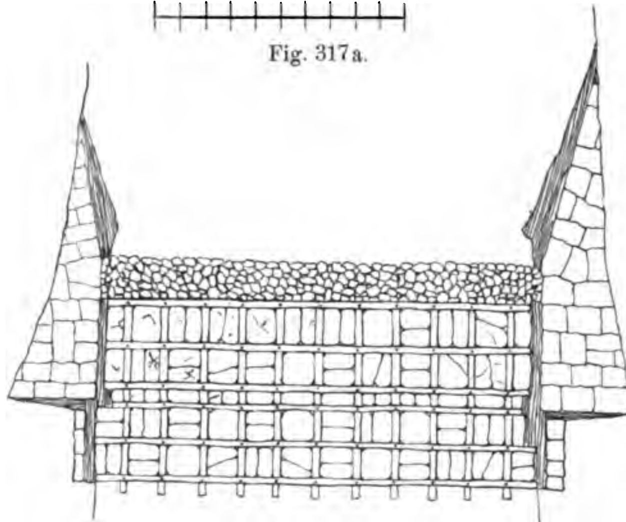


Fig. 317b.

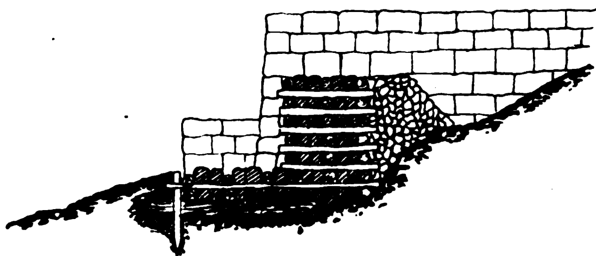


Fig. 317c.

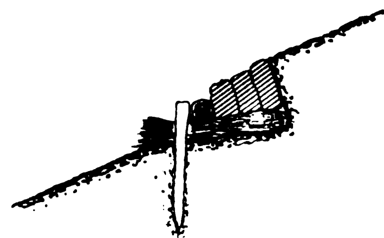


Fig. 318.

Bei sehr großem Sohlengefälle kann nach Fig. 324a, b und c, oder nach Fig. 325a und b, eine fortlaufende Sohlenbefestigung angezeigt sein, deren Oberfläche möglichst rauh sein sollte, damit die ohnehin schon große Geschwindigkeit nicht noch vermehrt wird.

Es handelt sich bei allen diesen Anlagen um Mäßigung der Wasserwirkung: deshalb müssen die Sperren möglichst breit überströmt werden, muß ihre Krone wagerecht ohne bogenförmige Einsenkung nach der Mitte geführt werden. Die Sicherung der Seiten muß durch die höher geführten Flügelwuhre erfolgen, die verhindern müssen, daß der Bach sich seitlich der Sperre eine Bahn bricht. Da ein solcher Vorgang aber erhebliche Bodenbrüche hervorrufen könnte, so ist auch ganz besondere Sorgfalt auf die Ausbildung der Flügelwuhre und ihren durchaus dichten und festen Anschluß an die Seitenhänge zu verwenden. Was ihre Höhe angeht, so ist zu beachten, daß die Geschiebe sich auch auf der Sperre ablagern können, aber nicht über die Flügel hinweggehen dürfen.

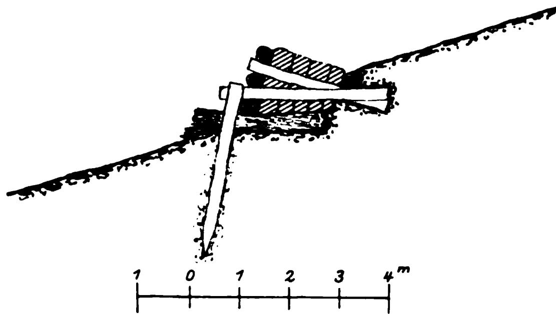


Fig. 319.

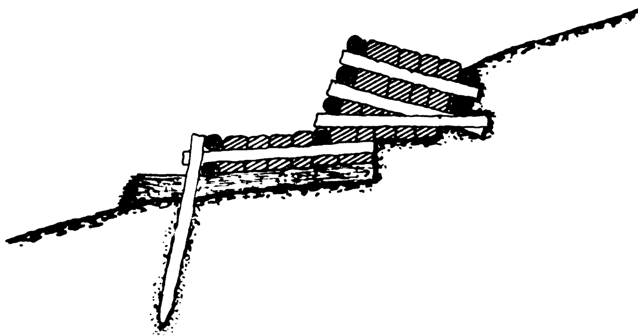


Fig. 320.

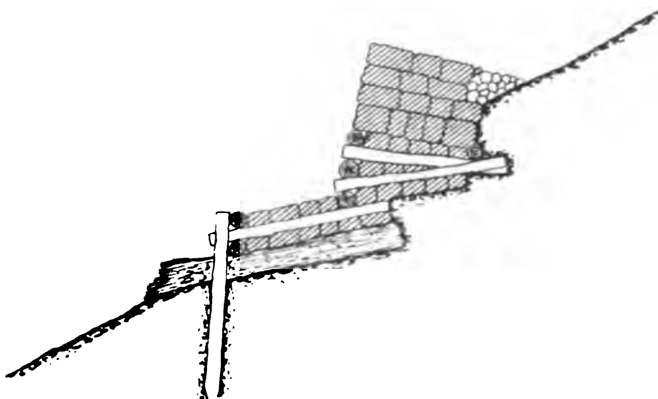


Fig. 321.

Die Bauart der Schalen mit fester Sohle auf den Schuttkegeln geht aus den Figuren 326 und 327 hervor. Soll das Abflußgerinne auf den Schuttkegeln sich tiefer einbetten, dann ist es nur seitlich einzufassen. Es muß aber dann auf die Sicherung der Seitenwände so hingewirkt werden, daß sie bei fortschreitender Eintiefung des Baches nicht zu steil werden, sondern der sich vertiefenden Sohle selbsttätig folgen können. Die hier in Frage kommenden Bauweisen werden an anderer Stelle besprochen werden.

Die Entwässerung rutschender Hänge erfordert, daß durch offene Schlitze die undurchlässige Schicht freigelegt und durch Drainröhren entwässert wird. Abgesehen aber davon, daß eine solche Drainierung bei großer Tiefenlage der undurchlässigen Schicht nicht ausführbar ist, kann es die Bildung einer Bruchhalde nicht verhindern, wenn diese von der seitlichen Unternagung ihres Fußes durch den Wildbach herrührt.

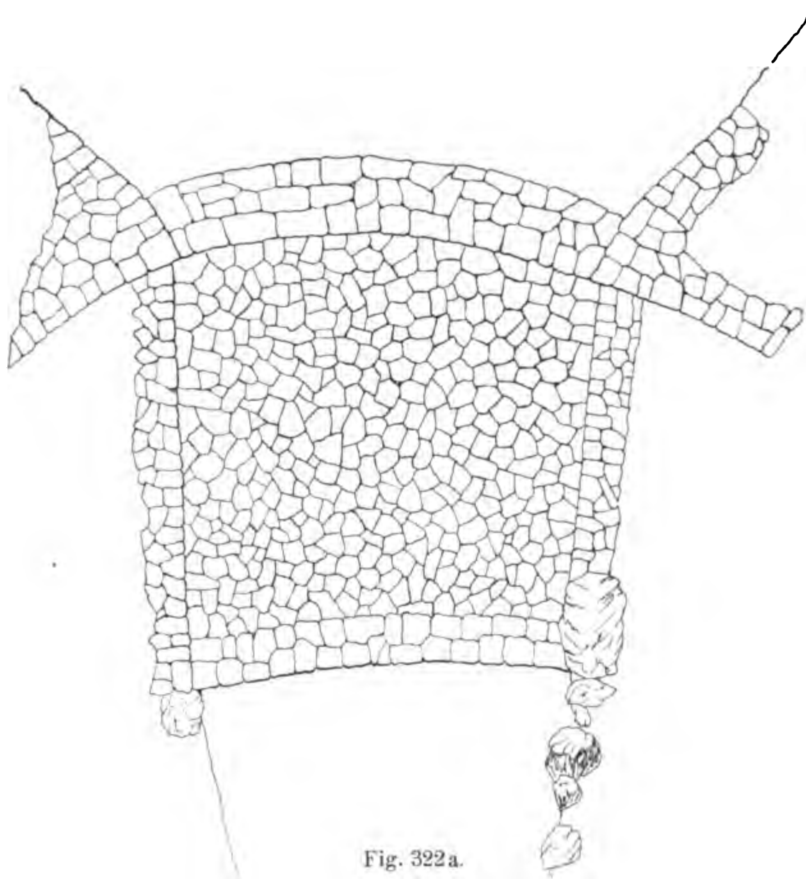


Fig. 322 a.

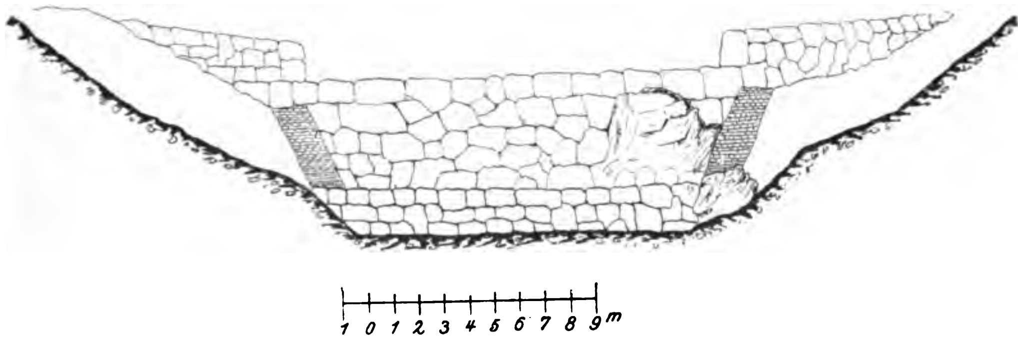


Fig. 322 b.

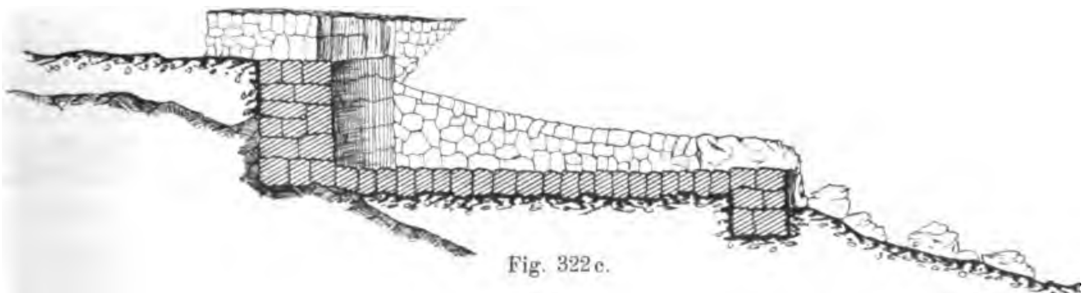
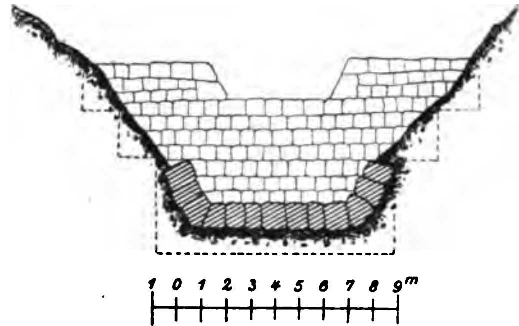


Fig. 322 c.

Nachdem im Gebiete des Wildbaches Ruhe eingetreten ist, aber auch erst dann, sind die Arbeiten des Ingenieurs durch die des Forstmannes zu ergänzen, da die Erhaltung des Waldbestandes und die Aufforstung von Kahlgebieten stets erwünscht, wenn auch nicht immer in dem gewünschten Umfange durchführbar ist.



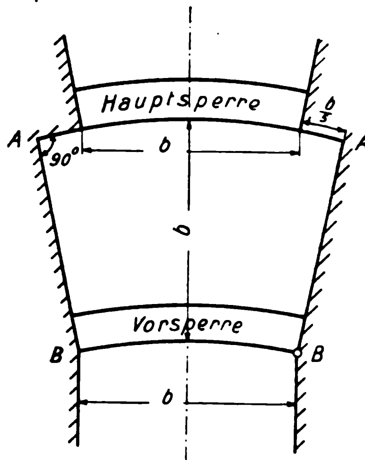


Fig. 323.

Fig. 324 a.

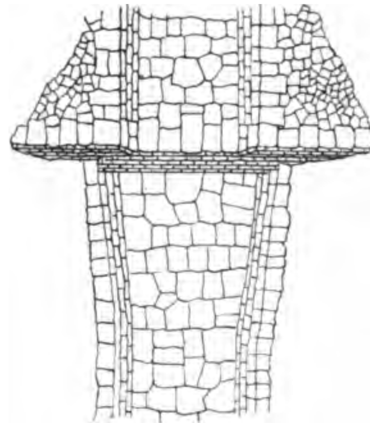


Fig. 324 b.

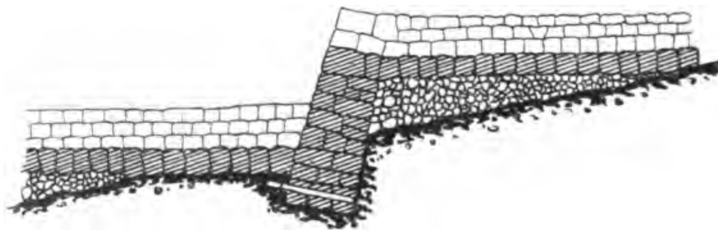
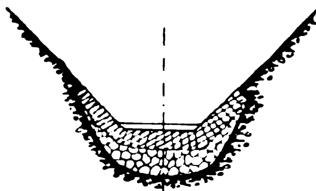
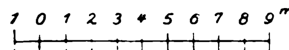


Fig. 324 c.





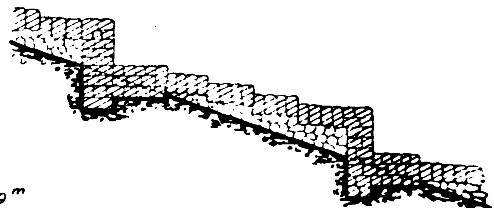


Fig. 325 a.

Fig. 325 b.

Die Reihenfolge der Arbeiten wird im allgemeinen eine von oben nach abwärts gehende sein. Nur dann, wenn die oberen Arbeiten ohne vorherige Ausführung der unteren nicht gesichert sein würden, ist umgekehrt zu verfahren. Im übrigen ist es müßig und unmöglich, allgemein gültige Regeln vorzuschreiben: man wird vielmehr von Fall zu Fall die Reihenfolge der Arbeiten zu bestimmen haben.



Fig. 326.



Fig. 327.

B. Baustoffe und Baukörper.

Die Flußbauwerke haben die Eigenart, auf mehr oder minder veränderlichem Untergrunde zu stehen: sie dürfen daher keine starren Baukörper darstellen, sondern müssen so gebildet sein, daß sie, der Beweglichkeit der Flußsohle Rechnung tragend, sich der veränderlichen Gestaltung des Flußbettes anpassen ohne ihren Zusammenhang zu verlieren.

Diesen Anforderungen entsprechen am vollkommensten die geschütteten Baukörper, und von diesen ist die Steinschüttung die beste, bei der jeder einzelne Stein vermöge seines Gewichtes zugleich der Strömung zu widerstehen und doch in etwaige Auskolkungen nachzurutschen vermag. Die Steine einer solchen Schüttung müssen überdies wetter- und frostbeständig und unter Wasser haltbar sein und nicht unter 2,0 spezifisches Gewicht besitzen. Kantige Steine sind besser als runde. Ferner sind Schüttungen aus möglichst kleinen Steinen erwünscht, da sie sich dann am leichtesten herstellen lassen und sich am besten den Unebenheiten der veränderlichen Unterlage anpassen. Je stärker also die Strömung ist, um so größer muß — bei gleichen Abmessungen der Steine — ihr spezifisches Gewicht sein.

Wohl lassen sich unter gewissen Voraussetzungen und willkürlichen Annahmen aus der Größe des Wasserstoßes die Größen der Steine berechnen. Solche Rechnungen bedeuten aber mehr oder minder eine müßige Spielerei, da man in sie nie die wirklichen Verhältnisse einführen kann. Einfacher und sicherer ist der Versuch. Er ist um so mehr geboten, als man bei Flußbauten auf die Steine angewiesen ist, die in der Nähe der Verwendungsstelle, d. h. möglichst billig, zu erhalten sind. Man ermittle dann, falls nicht bereits Erfahrungen vorliegen sollten, durch Einwerfen in das strömende Wasser, welche kleinste Größe der Stein haben muß, um nicht von der Strömung fortgerissen zu werden.

Da man aus Billigkeitsrücksichten bei Flußbauten auf die Verwendung derjenigen Baustoffe angewiesen ist, die in der Nähe der Baustelle vorkommen, so ist in der Regel die Verwendung von Stein beschränkt auf das Gebirgs- und Hügelland, d. h. auf den oberen und mittleren Lauf der Ströme. Hier führen die Flüsse auch Gerölle und Geschiebe, das aber nur den inneren Kern von Schüttungen bilden darf, der durch einen äußeren Mantel aus größeren und hinreichend schweren Steinen gegen die Strömung zu sichern ist.

Dort, wo Steine zur Bildung der Baukörper nur mit verhältnismäßig großen Kosten zu beschaffen sind, und das ist überwiegend der Fall im unteren Laufe der Ströme, im Flachlande, hat man als Baustoff das Strauchwerk, das aber wegen seiner geringen spezifischen Schwere künstlich zu belasten ist.

Zur Belastung des Strauchwerkes kann Lehm, Ton und Kleie verwendet werden. Kies hat den Vorteil, überall nachzusinken und einzudringen, also im Zusammenhange zu belasten, ohne Lücken zu bilden. Feiner Sand ist weniger gut geeignet. Auch Ziegel- und namentlich Klinkerbrocken bilden ein ausgezeichnetes Belastungsmaterial, das bei starker Strömung zu verwenden ist, wenn Schüttsteine in der Nähe der Baustelle nicht zu haben sind.

Das Strauchwerk wird in der Form von sogenannten Faschinen geliefert, d. h. von Strauchbündeln. Die Faschinen sollen mindens 2,5 m Länge haben, in 30 und 130 cm Entfernung vom Stammende fest gebunden sein und am oberen Bande mindestens 90 cm Umfang besitzen. Die Stärke der Hölzer soll am Stammende 5 cm nicht überschreiten, die Länge der Einzelreiser mindestens 2 m betragen. Die Faschinen dürfen bei uns nicht vor dem 1. Oktober des dem Baujahr vorausgehenden Jahres gewonnen sein. Sollen sie begrünungsfähig sein, dann dürfen sie nur kurz vor ihrer Verwendung geschnitten werden. Sie werden nach Raummaß bezahlt und zu dem Ende in kastenförmigen Haufen von 3 bis 3,5 m Höhe aufgestapelt. Faschinen werden am besten von Weiden entnommen und hierzu möglichst gerade Stämmchen und Zweige ausgesucht; ihre Verwendung empfiehlt sich hauptsächlich im Spätherbst und vor dem zweiten Trieb (Juli). Bei Bauten unter Wasser ist auch die Verwendung von Nadelholzfaschinen, die ihres Harzgehaltes und des dichteren Schlusses halber solchen von Eschen-, Erlen- usw. Holz vorzuziehen sind, angezeigt. Laubfaschinen sollen ohne Blätter, Nadelholzfaschinen mit den Nadeln verwendet werden.

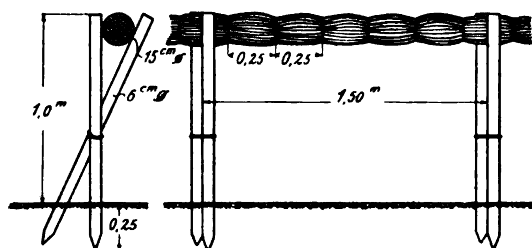


Fig. 328.

Diese Faschinen werden nun zu tafelförmigen Gebilden dadurch vereinigt, daß quer auf die dicht aneinander gelegten Bündel sogenannte Würste oder Wippen aufgepflockt werden. Die Würste, zylindrische Strauchkörper von 12 bis 18 cm Durchmesser und beliebiger Länge, werden, Fig. 328, auf der Baustelle auf sogenannten Faschinenböcken oder Wurstbänken hergestellt und etwa alle 25 cm durch Bindeweiden oder Draht zusammengeschnürt. Zum Aufpflocken werden Buhnenpfähle von 1,25 cm Länge und 5 bis 6 cm Kopfstärke verwendet. Indem man so, vom Ufer ausgehend, quer oder längs zur Strömung diese Lagen schwimmend vorbaut, werden sie durch Aufbringen von Belastungsboden versenkt, wobei sie um ihren festen Uferanschluß oder um den Anschluß an dem vorderen Teile des jeweilig vorgebauten Bau-

werkes wie um eine wagerechte Achse herunterklappen. Damit der Belastungsboden hierbei nicht abrutscht, darf die Neigung der heruntergeklappten Lage nicht größer als etwa 1 : 2 werden. Auf diese Lage wird eine ebenfalls schwimmend vorgetriebene, d. h. ausgeworfene zweite Lage heruntergeklappt, auf die zweite eine dritte usw. Die einzelnen Lagen müssen sich so überdecken, daß das Belastungsmaterial von der Strömung nicht davongetragen wird. Das wird bei einer Neigung der Seitenböschungen des fertigen im Querschnitte trapezförmigen Baukörpers von etwa 1 : 1 erreicht. Der so hergestellte Baukörper heißt Packwerk.

Fig. 329a. Fig. 329c.

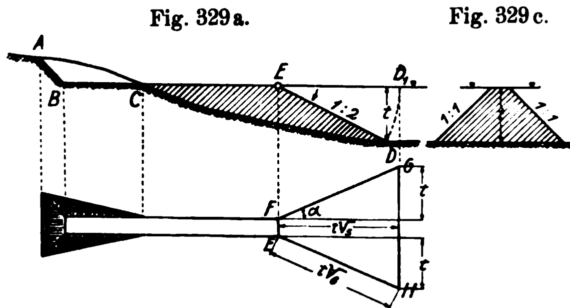


Fig. 329b.

Fig. 330.

Vor dem Auswerfen der schwimmenden Lagen sind deren Formen und Abmessungen zu bestimmen. Die dazu erforderlichen Unterlagen ergeben sich aus Fig. 329a bis c. *ACD* stellt das Flußufer dar, in das in Höhe des Bauwasserstandes die Anschlußfläche *BC* eingegraben ist. *CED* sei im Längenschnitte der bereits fertig gestellte Packwerkkörper und ED_1 die jetzt um die Achse E, (EF in Fig. 329b), herunterzuklappende schwimmende Lage, deren Form und Größe sich als das Trapez *FEGH* ergibt. Man erkennt, daß bei der Längenneigung 1 : 2 und den Seitenböschungen 1 : 1 (Fig. 329c), der Winkel α sich aus

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{1}{\sqrt{5}} \text{ bestimmt zu } \alpha = 24^\circ\, 6'.$$

Der Winkel α ist also unabhängig von der Wassertiefe. Der Vorarbeiter errichtet in möglichst großem Abstand von der Baustelle zwei Zielbaaken, die genügend genau für alle Lagen den Winkel α ergeben. Die Länge der Lagen ergibt sich aus der zu peilenden Wassertiefe.



Fig. 331a.

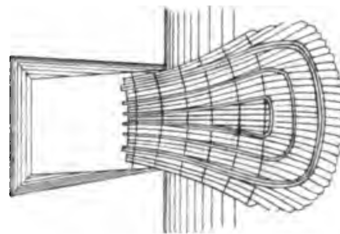


Fig. 331b.

Für den Fall, daß die Tiefen quer zum Bauwerke wechseln, erhalten die schwimmenden Klapplagen die Form der Fig. 330, die einer besonderen Erläuterung nicht bedarf.

Beim Auswerfen der Faschinenbündel liegen die Stammenden nach innen, während die Wipfelenden dem Wasser zugekehrt sind. Die Stammenden der zweiten Lage

ruhen auf der ersten Lage, ihre Wipfel überragen diese um etwa ein Drittel der Faschinenlänge. Die so ausgeworfenen Lagen bilden die Vorlage, Fig. 331a und b. Nunmehr werden die Faschinen von dem vorderen Ende aus nach rückwärts verlegt, so daß die Stammenden des Busches jedesmal bedeckt werden: diese Lage wird Rücklage genannt (siehe Fig. 332). Auch die Rücklagen werden durch aufgepflockte Würste zusammengehalten, wobei man die Pfähle behufs Verbindung mit der nächsten Lage etwa 0,3 m herausragen läßt. Jetzt erst wird das Belastungsmaterial aufgebracht, so daß Vor- und Rücklage heruntergeklappt werden.

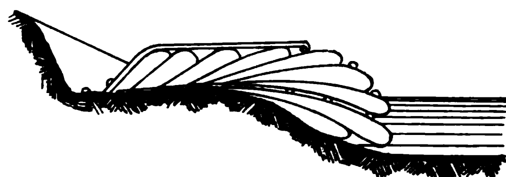


Fig. 332.

Senkfaschinen sind 4 bis 6 m lange und 60 bis 100 cm starke zigarrenförmige Buschkörper mit einem Kern aus Kies oder kleinen Steinen, Fig. 333. Ihre Anfertigung geht aus Fig. 334a bis c hervor. Das Baugerüst wird dicht am Ufer und mit diesem gleichlaufend errichtet. Nach Fertigstellung der Senkfaschine wird die dem Wasser zugekehrte Pfahlreihe des Gerüstes ausgezogen und die Faschine herabgewälzt.

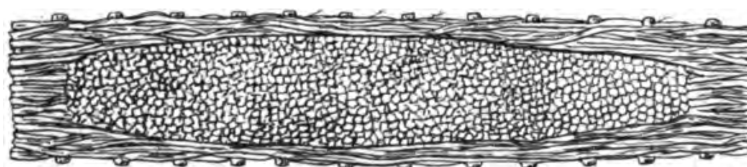


Fig. 333.

Sinkwalzen, Senkwellen oder Gumppenbergsche Senkfaschinen sind Senkfaschinen von sehr großer Länge. Sie werden ähnlich wie die Senkfaschinen in so großen Längen hergestellt, daß der vordere Teil unmittelbar von dem am Ufer errichteten leichten Baugerüst, einem Bockgerüst aus sich kreuzenden Pfählen, zur Uferdeckung abgerollt wird, während es am zurückbleibenden Teile verlängert wird. Je nach dem Stromangriff ist der Durchmesser von etwa 0,40 m bis zu 1,0 m zu bemessen.



Fig. 334 a.

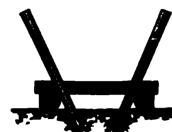


Fig. 334 b.

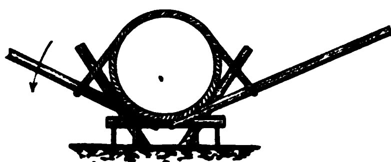


Fig. 334 c.

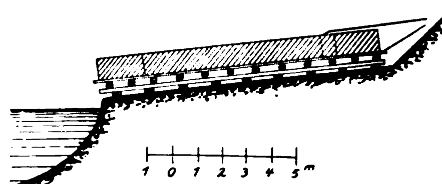


Fig. 335.

Sinkstücke sind bis etwa 30 m lange und 20 m breite sowie 1 bis 2 m starke Buschkörper, die durch Würste und Tauwerk fest zusammengehalten werden. Sie

schwimmen an sich auf dem Wasser und werden durch Belastungsmaterial versenkt. Sie werden meistens am Ufer auf einem unter etwa 1 : 10 geneigten Gerüste hergestellt, das, aus Längsbalken, Querhölzern und Walzen bestehend, entweder fest oder versetzbar ist, Fig. 335.

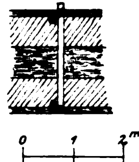


Fig. 336.

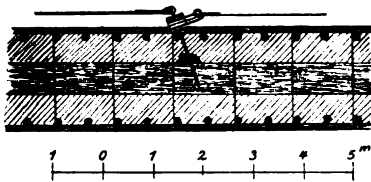


Fig. 338.

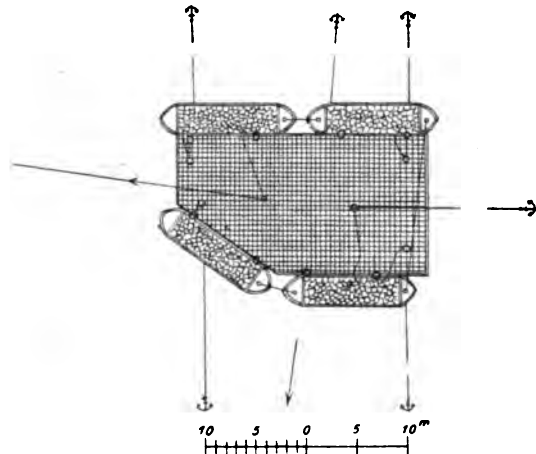
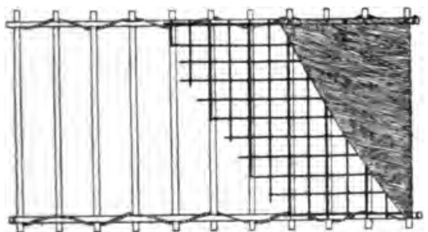


Fig. 337.

Im Flutgebiete kann man die Sinkstücke in Tidearbeit, d. h. zur Zeit des Niedrigwassers, auf dem geböschten Ufergelände ohne Gerüst herstellen, so daß sie bei Eintritt von Hochwasser selbsttätig abschwimmen.

Fig. 339a. Längenschnitt.





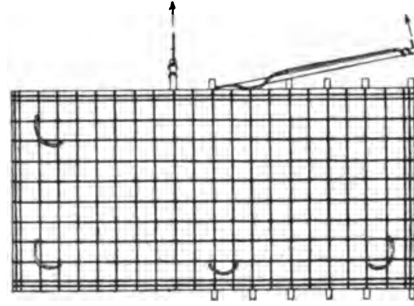
Faschinenpackwerk

Fig. 339b. Grundriß.

Fig. 339a und 339b.
Anfertigung der Schwimmbalken.

Fig. 340a. Längenschnitt.

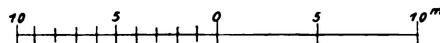




Würste

Fig. 340b. Grundriß.

Fig. 340a und 340b.
Beseitigung der Schwimmbalken.



Zunächst wird ein Rost aus zusammengebundenen Quer- und Längswürsten mit quadratischen Feldern von etwa 60 cm Weite hergestellt. Auf diesen unteren Rost werden drei Buschlagen von gleicher Stärke gelegt: zuerst eine Querlage, dann recht-

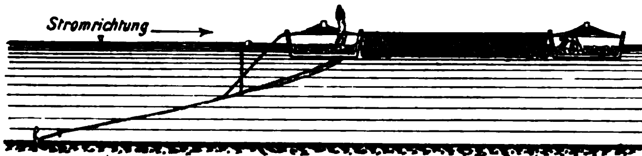


Fig. 341a. Verankerung und Beschwerung.

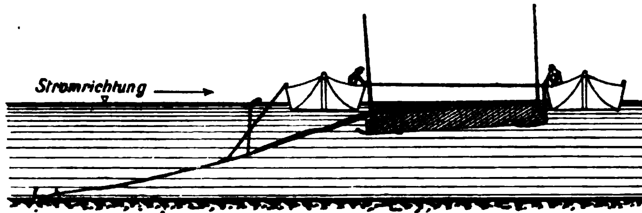


Fig. 341b. Versenkung.

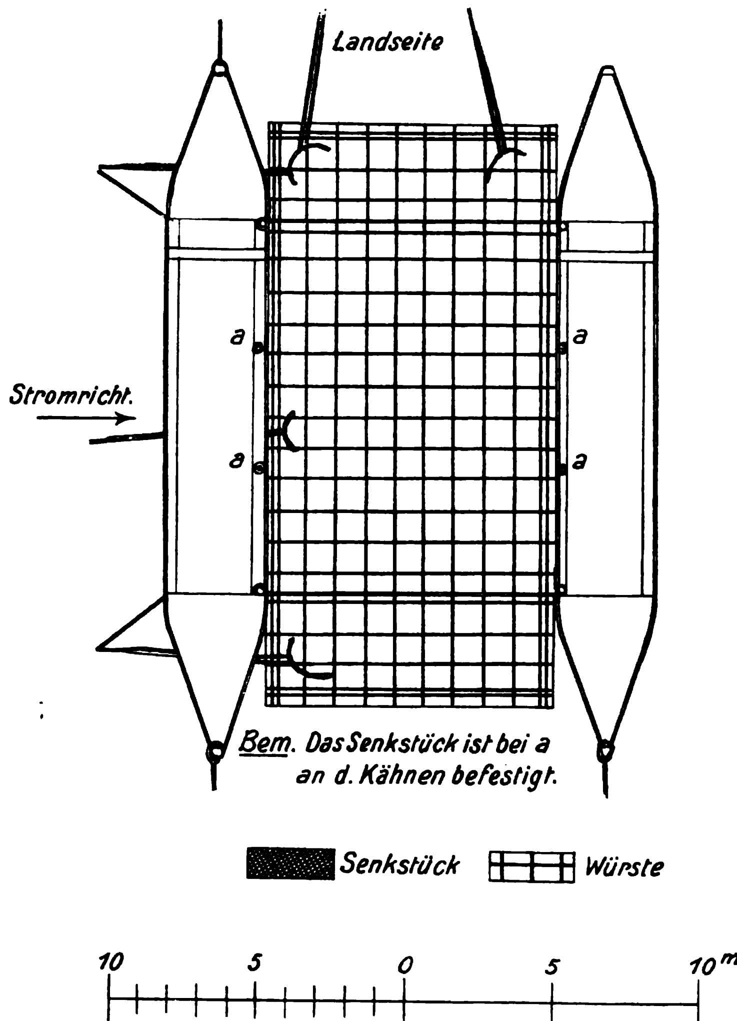


Fig. 341c.

winklig zu dieser eine Längslage und schließlich noch eine Querlage. Auf diese Buschlagen kommt ein gleicher Rost wie der untere. Die Kreuzungspunkte der Längs- und Querwürste werden durch Bindeweiden oder Draht zusammengebunden; um jeden zweiten Kreuzungspunkt ist eine Bindeleine, auch wohl Luntleine genannt, nach Fig. 336 kreuzweise befestigt. Das lose Ende der Luntleine ist an einem lotrecht eingeschlagenen Pfahl, dem Luntpfahl, hochgenommen und an seinem oberen Ende befestigt. An geeigneten Punkten des Sinkstücks werden außer den Luntleinen Stroppentaue mit einer oberen gußeisernen Kausche befestigt. Durch diese Kauschen wird später das Tauwerk, an denen das Sinkstück während seiner Versenkung geführt wird, gezogen.

Nach Aufbringung der Buschlagen werden die Luntpfähle herausgezogen und an den betreffenden Kreuzungspunkten der Würste die Luntleinen fest angebunden.

Um das Sinkstück vor dem Versenken sicher an seine Lage bringen zu können, empfiehlt sich die Verwendung von Sinkstückpfropfen, Fig. 338, an denen das Sinkstück durch Ankertaue befestigt ist. Damit das Belastungsmaterial

eine sichere Lage erhält, ist das ganze Sinkstück an seinem oberen Rande mit einem Flechtzaun zu versehen.

In den Figuren 339a und b sowie 340a und b ist die Herstellung eines Sinkstückes auf Schwimmbalken dargestellt, das nach Fig. 341a bis c versenkt wird.

Spreutlagen, Fig. 342, werden aus einer oder aus mehreren zusammen 10 bis 12 cm starken Lagen von Weidenbusch, die mit 10 cm starken Würsten zusammengehalten werden, hergestellt. Die Würste werden in Abständen von 0,6 bis 0,7 m aufgebracht und durch etwa 80 cm lange und 6 cm starke Pfähle gehalten, die in Abständen von etwa 50 bis 60 cm eingeschlagen werden. Die Spreutlage wird mit gutem Boden etwa 15 cm hoch bedeckt. Am Fuße der Böschung bez. am Wasserspiegel wird eine doppelte Wurstlage oder ein Flechtzaun angelegt. Während Spreutlagen zur dauernden Deckung dienen sollen und daher auswachsen müssen, sollen Rauhwehre nur eine vorübergehende Deckung abgeben und daher nicht begrünen. Sie werden, Fig. 343, nicht winkelrecht zur Strömung, sondern gleichlaufend mit dieser angelegt und im übrigen so hergestellt wie die Spreutlagen, nur in einer Stärke von etwa 15 cm verlegt und mit Erde bedeckt.

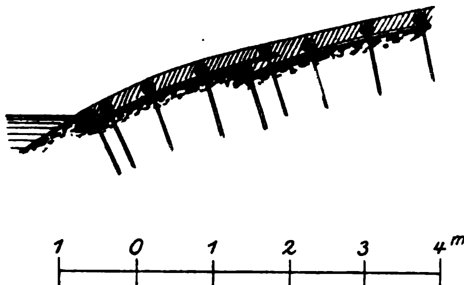


Fig. 342.



Fig. 343.

C. Regelungsmittel.

Die Regelungsmittel sind die Werke zur Befestigung bestehender Ufer, zur Bildung neuer Ufer und zur Befestigung der Sohle.

Uferdeckwerke. Da nur abbrechende Ufer durch sogenannte Deckwerke gegen die Angriffe der Strömung zu sichern sind, so kommen für den Ausbau mit Uferdeckwerken im allgemeinen nur einbiegende Ufer in Frage. Dort, wo die Sohle längs der einbiegenden Ufer der Sicherung gegen Auskolkung bedarf, werden die Werke zur Befestigung der Sohle einen zugehörigen Bestandteil der Uferdeckwerke bilden, indem sie dann den letzteren als Unterlage dienen. Ganz allgemein erfordert die Sicherung eines Uferdeckwerkes die Sicherung seines Fußes durch eine bewegliche Deckung. Auf diesen Fuß setzt sich die neue Uferböschung auf, deren Neigung, von der Bauart der Uferdecke abhängig, eine solche sein muß, daß die Wirkung des Erddruckes möglichst ausscheidet. Bei einer Uferdeckung hat man zu unterscheiden zwischen der Deckung unter und über Niedrigwasser. Die erstere kann nur durch Schüttungen, oder durch Versenken fester Baukörper, wie Senkfaschinen und Senkwalzen, oder aber endlich durch Packwerk erfolgen; die letztere kann bei Niedrigwasser zutage ausgeführt werden und ist in ihrer baulichen Ausbildung abhängig von den zur Verfügung stehenden Baustoffen, der Uferhöhe, der Bodenbeschaffenheit, der Größe des Wasserstandwechsels und der Stärke der Strömung, wobei insbesondere auch der Angriff des Eises zu berücksichtigen ist.

Neue Ufer werden dort erforderlich, wo die Streichlinie mit dem alten Ufer nicht zusammenfällt. Sie werden entweder gebildet durch Querbauten, Buhnen, oder durch Längsbauten, Parallelwerke.

Die Buhnen [39], [40], auch wohl Kribben, Sporen, Stacke, Schlengen, Höfter, Wuhre genannt, sind dammartige Körper, die, an das Altufer mit ihrer Wurzel fest anschließend, quer zur Strömung in den Fluß hineingebaut werden, wo sie mit ihrem Kopf an der neuen Uferlinie, der Streichlinie, endigen. Da die in gewissen gegenseitigen Abständen liegenden Buhnen zunächst nur mit ihrem Kopfe einen Punkt der neuen Uferlinie bilden, so sind sie so anzuordnen, daß die Wasserflächen zwischen ihnen, die Buhnenfelder, möglichst schnell verlanden. Ist die Verlandung bis zur Streichlinie eingetreten, dann ist das neue Ufer zwischen den Köpfen zu decken. So lange die Verlandung nicht erfolgt ist, müssen die Buhnen das Altufer schützen. Das Endergebnis der durch Buhneneinbauten bewirkten Breitenbeschränkung sollte ein solches sein, daß in der Streichlinie ein neues Ufer gebildet wird oder doch ohne erhebliche Kosten ausgebaut werden kann, so daß das neue Ufer eine fortlaufende Böschung bildet, die auch nicht durch die Buhnenköpfe unterbrochen werden dürfte. Wenn wir bei unseren mit Buhnen ausgebauten Flüssen ein solches Neuufer nur ausnahmsweise aufzuweisen haben, so liegt das daran, daß man sich meistens darauf beschränkt, die Verlandung der Buhnenfelder der Strömung zu überlassen und nur ausnahmsweise diese Verlandung durch Ablagerung von Baggerboden zu ergänzen. Man sieht vielmehr meistens mit Recht den Erfolg der Buhnenbauten als eingetreten an, wenn durch die Verlandung den Buhnenkörpern und dem hinterliegenden Altufer ein Schutz gebildet und überdies die Strömung zwischen je zwei Buhnen in dem eigentlichen Flußbett zusammengehalten wird, so daß die beabsichtigte Bettausbildung eintritt.

Der Verlandungserfolg hängt unter sonst gleichen Umständen ab von der Richtung und Höhe der Buhnen, von der Form der Buhnenköpfe und von dem Abstande der Buhnen untereinander. Da nun die bedingenden sonstigen Umstände, wie Stromgefälle, Wasserführung, Eisgang, Beschaffenheit des Flußbettes, Sinkstoffe nach Art und Menge, Führung der Streichlinie in gerader, ein- oder ausbiegender Linie, sehr mannigfaltige sind, da die Bauweisen und Bauformen mit bedingt werden durch die Art der in Frage kommenden Baustoffe: so sehen wir nicht nur auf dem Gebiete des Buhnenbaues eine große Mannigfaltigkeit, sondern auch eine ebenso große Verschiedenheit in der Wirkung der Buhnen.

Jede Querschnittverengung vermehrt die Widerstände, die das strömende Wasser zu überwinden hat, bewirkt daher einen Aufstau des Wassers von solcher Höhe, daß eine der Widerstandsvermehrung entsprechende Vergrößerung der Geschwindigkeit erzeugt wird. Folgt der Querschnittverengung plötzlich eine Erweiterung des Abflußquerschnittes, wie solches bei jeder Buhne der Fall ist, dann entsteht eine ebenso plötzliche Verminderung der Geschwindigkeit und damit ein Überschuß an lebendiger Kraft des strömenden Wassers, der sich in inneren, schädlichen Wirbelbewegungen verzehrt, anstatt in eine für die anschließende Stromstrecke nutzbringende Arbeit umgesetzt zu werden. Aber nicht nur deshalb sind diese inneren Bewegungen schädlich. Sie sind vor allem vom Übel, weil sie in der Nähe der Buhnenköpfe mehr oder minder tiefe, anfänglich voneinander getrennte, aber bald sich vereinigende Kolke erzeugen, die die beabsichtigte Ausbildung des Flußschlauches in gehörigem Abstande von den Buhnenköpfen verhindern, und den Bestand der Buhnen, insbesondere der Buhnenköpfe, gefährden. Sie sind es, die die bei Niedrigwasser schon an und für sich schwache Stromkraft

dadurch noch mehr vermindern, daß das Wasser, anstatt in einer geschlossenen Rinne abzufließen, sich in diese örtlichen Ausfurchungen des Strombettes hineinwirft, wobei oft schroffe Übergänge von einem Ufer zum anderen sich bilden, oder gar, was noch weniger willkommen, das Flußbett sich in mehrere kleinere Rinnsale spaltet. So lange die Buhnenfelder nicht verlandet sind, können diese Kolke auch nicht verschwinden, da ja die Ursache zu ihrer Bildung, die plötzliche Querschnitterweiterung, noch bestehen bleibt. Erst mit zunehmender Verlandung der Buhnenfelder legen sich auch die Kolke mehr und mehr zu, und ihre Neubildung wird nicht zu befürchten sein, sobald die Verlandung bis zur Buhnenhöhe und zur Streichlinie angewachsen ist oder auch durch Ablagerung von Baggerboden künstlich bewirkt worden ist.

Nun bieten sich zunächst zwei Mittel dar, um die Bildung der Wirbel vor den Buhnenköpfen und die durch sie hervorgerufenen tiefen Auskolkungen abzuschwächen: das erste besteht darin, daß man die Buhnen nicht sogleich in ihrer ganzen Höhe erbaut, sondern sie anfangs sehr niedrig hält und sie nur in dem Maße langsam erhöht, wie die Verlandung zwischen ihnen fortschreitet.

Der andere Weg ist der, daß man vor Erbauung der Buhnen die Flußsohle in der Gegend der zukünftigen Buhnenköpfe befestigt und dadurch den Wirbeln die Möglichkeit nimmt, die Flußsohle in der Nähe der Buhnenköpfe auszukolken. Während der Befolgung der letzteren sehr wichtigen Maßnahme keinerlei Bedenken entgegenstehen, sobald sie richtig ausgeführt wird, ist dem nicht immer so hinsichtlich der allmählichen und mit Unterbrechungen zu bewirkenden Aufhöhung der Buhnen. Abgesehen davon, daß es in manchen Fällen erwünscht sein kann, den beabsichtigten Regelungserfolg möglichst bald herbeizuführen, wird sich bei einer derartigen Ausführung meistens die jedesmalige Sicherung des Kopfes und der Krone des anfänglichen Unterwasserwerkes erforderlich machen, die jedenfalls hinsichtlich der Krone bei jeder nachfolgenden Erhöhung verloren gegeben werden muß.

Ein drittes sehr wirksames, ja das wirksamste aller Mittel besteht darin, daß man unverzüglich nach Fertigstellung der Buhnen die Buhnenfelder bis zur vollen Höhe und in ihrer ganzen Ausdehnung mit Baggerboden hinterfüllt unter leichter Deckung des zwischen zwei Buhnenköpfen gebildeten Neuufers. Dieses Mittel führt aber nur dann zum Ziele, d. h. zur Ausbildung eines guten Stromschlauches, wenn einmal die Normalbreite von vornherein richtig gewählt und zum andern durch die Baggerung selbst die Austiefung oder Umformung des Flußbettes genau entsprechend dieser Normalbreite bewirkt werden könnte. Denn beim Nichtzutreffen der ersten Bedingung würde die dann nötig werdende Veränderung der Normalbreite ein Aufgeben des Uferdeckwerkes bedingen, während beim Versagen der letzten Bedingung von der Strömung die den neuen Verhältnissen entsprechende richtige Umformung des Stromschlauches herbeigeführt werden müßte. Alsdann aber würden die aus den Erosionsstrecken ausgewaschenen Sinkstoffe wegen Mangels natürlicher Ablagerungsplätze weiter unterhalb im Flußbette selbst sich ablagern: es würde also auf Kosten der unteren Flußstrecke die Verbesserung der oberen bewirkt worden sein. Dabei würde der Vorteil des Buhnensystems entfallen, daß die Anpassung an das erst etwa nachträglich erkannte Bedürfnis bezüglich der Größe des Abflußquerschnittes und an die endgültige Lage des Flußbettes leicht zu bewirken ist. Seine Vorzüge bestehen auch darin, daß bei ihm das Flußbett lediglich durch die Wirkung des strömenden Wassers so umgeformt werden kann, wie es dem angestrebten Gleichgewichtszustande zwischen dieser Angriffskraft und dem Widerstandsvermögen der Flußsohle entspricht, ohne daß die unteren Strecken verschlechtert werden,

da den ausgewaschenen Sinkstoffen in den Buhnenfeldern natürliche Ablagerungsplätze geboten sind, deren Verlandung somit in doppelter Hinsicht den gestellten Aufgaben zum Nutzen gereicht.

Die Buhnen müssen also so angelegt werden, daß sie die an sie zu stellende wichtige Aufgabe, das ist die möglichst rasche, regelmäßige und vollständige Verlandung ihrer Zwischenfelder, erfüllen können.

Indem wegen der Wirkungen der Buhnen je nach ihrer Höhenlage zum Wasserspiegel auf die ausführlichen und lichtvollen Darlegungen von G. Hagen [41] verwiesen wird, seien hier die Hauptergebnisse der Versuche des Verfassers [39] und [40] mitgeteilt, die er mit Buhnenkörpern aus Zement im Dresdener Flußbaulaboratorium angestellt hat, und deren Einbau in das Versuchsgerinne die Figuren 344 und 345 zeigen.

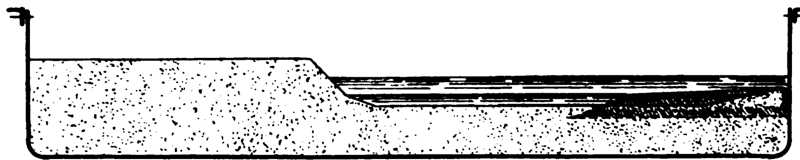


Fig. 344.

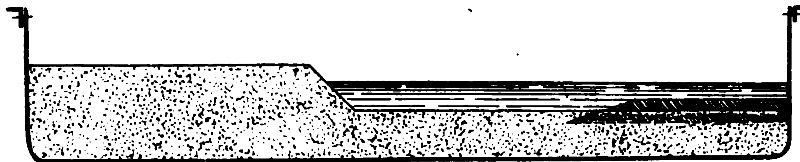


Fig. 345.

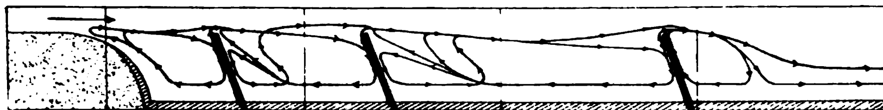


Fig. 346.

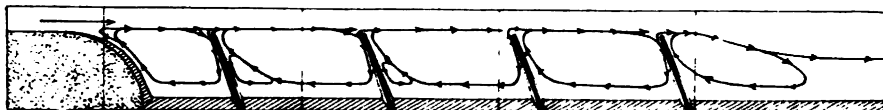


Fig. 347.

Die Wirkung der Buhnen wurde untersucht:

1. Nach ihrer Höhenlage zum Wasserspiegel
   a) ohne Überströmung (Niedrigwasser),
   b) bei mäßiger Überströmung (höheres Mittelwasser),
   c) bei hoher Überströmung (Hochwasser);
2. Nach ihrer Richtung zur Strömung
   a) stromauf gerichtete Buhnen,
   b) senkrechte Buhnen,
   c) stromab gerichtete Buhnen;
3. Nach ihrem gegenseitigen Abstande;
4. Nach ihrer Form.

Versuchsergebnisse.

Zu 1. a). Es traten die in Figuren 346 und 347 dargestellten Nehrungs- oder Rundströmungen auf. Die ausgehende Strömung an der Unterwasserseite der Buhnen tritt erst in der Nähe der Buhnenköpfe an diese heran, während in der Nähe der Buhnenwurzeln sich allenthalben eine eingehende Strömung zeigt, deren Mächtigkeit mit dem Buhnenabstande zunimmt und die längs des oberen Teiles des Altufers eine mit der allgemeinen Abflußrichtung zusammenfallende Strömung hervorruft. Übrigens kommen diese Strömungserscheinungen für die Beurteilung der Verlandungswirkungen erst in letzter Linie in Betracht. Dazu war vielmehr lediglich die Frage zu beantworten: Wie gelangen die Sinkstoffe aus dem Flußbette in die Buhnenfelder?

Es entstanden bei allen Versuchen nach Fig. 348 in der Nähe der Buhnenköpfe Auskolkungen *K*: Die aus diesen ausgewaschenen Sinkstoffe bildeten die Sandrücken *R*, die bei aller Verschiedenheit in ihrer Form und Größe das gemeinsam hatten, daß sie sich stromabwärts und etwas uferwärts an die Kolke anschlossen, mithin in der Nähe der Streichlinie lagen.

Zu 1. b). Die Kolke *K* der Fig. 348 verlängerten und vertieften sich und traten schließlich miteinander in Verbindung, die Sandrücken *R* legten sich an die Oberwasserseiten der nächstunteren Buhne an. Die Buhnenfelder wurden an den Unterwasserseiten der Buhnen durch das überstürzende Wasser ausgewaschen.

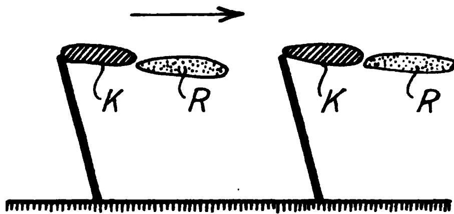


Fig. 348.

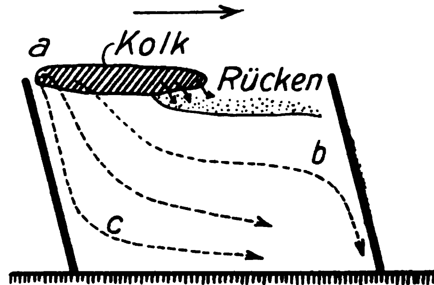


Fig. 349.

Zu 1. c). Die Sinkstoffe wurden aus den Kolken in die Buhnenfelder hineingetragen. In Fig. 349 ist durch gestrichelte Linien der hierbei von den Sinkstoffen eingeschlagene Weg wiedergegeben: man sieht, daß die Hochwasserverlandung so vor sich geht, daß die Sinkstoffe vom Kopfe der oberen Buhne aus in die Buhnenfelder gelangen, und daß die Linie *a*—*b* die flußseitige Begrenzung dieser Verlandung darstellt. Die eingehende Sohlenströmung an beiden Seiten einer jeden Buhne ist so zu erklären, daß das über die Buhne mit großer Geschwindigkeit strömende Wasser der oberen Schichten, das im Schutze der Buhnenkörper befindliche Wasser der unteren Schichten mit sich reißt: zum Ersatze fließt unmittelbar über der Sohle das Wasser vom Buhnenkopfe her nach. Je ungehinderter dieser untere Ersatzstrom nachfließen kann, um so kräftiger werden die Sinkstoffe vom Buhnenkopfe her in das Buhnenfeld getragen.

Die Ergebnisse sind dahin zusammenzufassen, daß bei Niedrigwasser und bei mäßiger Überströmung der Buhnen der stromseitige und stromab gelegene, bei Hochwasser der uferseitige und stromauf gelegene Teil der Buhnenfelder verlandet. Da die letztere Verlandung — soweit die auf der Flußsohle sich bewegenden Sinkstoffe in Frage kommen — lediglich vom Kopf der oberen Buhne ausgeht, so wird sie von dem bei

Niedrigwasser ausgeworfenen und bei höherem Mittelwasser erhöhten Rücken *R* nicht behindert, während die bei letzterem Wasserstande entstehende Auswaschungsrinne längs der Unterwasserseite der Buhne die Verlandungsfähigkeit für das nächste Hochwasser wieder herbeiführt. So schädlich daher auch diese Rinne für den Bestand des Buhnenkörpers sein mag, so nützlich ist sie in bezug auf die Verlandungswirkung bei Hochwasser.

Zu 2. Die stromauf gerichteten Buhnen sind sowohl hinsichtlich des Uferschutzes als auch der Verlandung der Buhnenfelder den senkrechten und stromab gerichteten Buhnen überlegen. Bei letzteren ist das Ufer bei mäßiger Überströmung am stärksten gefährdet, weil das normal zur Buhnenrichtung überfallende Wasser gegen das Ufer gerichtet wird, gleichzeitig ist die Verlandung am schwächsten. Allerdings ist bei letzteren auch die Kolkbildung an den Köpfen am geringsten: ein Vorteil, der jedoch von den beiden Nachteilen erheblich überwogen wird.

Zu 3. Es ist nicht angezeigt, den Abstand in geraden Flußstrecken größer zu machen als die Regelungsbreite bei Niedrigwasser.

Zu 4. Die Hochwasser-Verlandung wird durch die Kolke an den Buhnenköpfen begünstigt.

Werden durch Befestigung der Flußsohle die Kolkbildungen an den Buhnenköpfen verhindert, dann sind die flachköpfigen Buhnen hinsichtlich der Hochwasser-Verlandung den steilköpfigen überlegen.

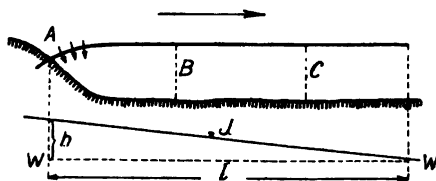


Fig. 350.

Können sich die Kolke an den Buhnenköpfen frei entwickeln, dann verschwindet der Einfluß der Kopfform auf die Hochwasser-Verlandung.

Es empfehlen sich somit flachköpfige Buhnen, wenn man durch gehörige Befestigung der Flußsohle vor den Köpfen und unterhalb dieser Auskolkungen verhindert. —

Die Höhe der Buhnen wird sich nach dem Regelungsentwurfe zu richten haben. Sollen sie, was meistens der Fall, den Niedrigwasserquerschnitt begrenzen, dann müssen ihre Köpfe auf Niedrigwasserhöhe gelegt werden.

Sobald die Buhnenfelder verlandet sind, beschränkt sich die Unterhaltung der Buhnen auf ihre Kronen und insbesondere auf ihre Köpfe.

Parallelwerke. Für die Höhenlage der Parallelwerke gilt das gleiche wie für die der Buhnen. Auch sie müssen, wie diese, an ihrem oberen Ende einen durchaus festen Anschluß an das Ufer erhalten, *A* (Fig. 350). Solange sie nicht überströmt werden, stellt sich in dem abgebauten Teile zwischen ihnen und dem Altufer ein wagerechter Wasserspiegel, *WW*, Fig. 350, ein, so daß beim Beginn der Überströmung an der Wurzel bei *A* eine freie Überfallhöhe in der Größe *h* entsteht, wo

$$h = lJ$$

ist.

Bei weiterem Steigen des Wassers wird auch die abgebaute Fläche durchströmt. Um die Ausbildung tiefer Rinnen in ihr zu verhüten und die Verlandung zu fördern, empfiehlt es sich bei großem Gefälle *J* und beweglicher Sohle sowie bei größerem Abstande des Werkes vom Altufer, leichtere Querbauten *B* und *C*, Fig. 350, auch wohl Traversen oder Verlandungsbauten genannt, anzulegen.

Im allgemeinen verlanden die hinter Parallelwerken liegenden Flächen sehr langsam, da eine frische, die Sinkstoffe der Flußsohle mitführende Strömung nicht in den abgebauten Teil eintreten kann. Wenn auch an Flüssen mit lebhafter Geschiebeführung

die Verlandung durch Öffnungen in den Parallelwerken befördert wird, so ist es doch angezeigt, die abgebauten Flächen, falls überhaupt ihre baldige Verlandung erwünscht ist, tunlichst künstlich mit Baggergut aufzulanden. Die Unterhaltung der Parallelwerke muß sich dauernd auf ihren ganzen flußseitigen Teil und ihre Krone erstrecken.

Ein Vergleich der Quer- mit den Längsbauten führt zu folgenden Ergebnissen.

Vorteile der Buhnen. Sie sind, da ihr gesamtes Raummaß kleiner ist als das eines sie ersetzenden Parallelwerkes, in der ersten Anlage billiger als Parallelwerke. Da sie auch schneller verlanden als diese, so sind sie auch in der Unterhaltung billiger. Endlich, und das ist der Hauptvorzug der Buhnen vor Parallelwerken, ist bei ihnen eine nachträgliche weitere Beschränkung der Flußbreite leicht möglich.

Nachteile der Buhnen. Sie verursachen eine sehr unruhige Wasserbewegung, die namentlich vor einbiegenden Ufern besonders nachteilig ist, wenn Rücksicht auf fahrende Schiffe zu nehmen ist, die, die Fahrrinne verfolgend, sich jedesmal den einbiegenden Ufern nähern müssen, dann also in die gefahrbringende Nähe der Buhnenköpfe kommen. Dieser Übelstand ist um so empfindlicher, je stärker die Strömung, je größer also das Flußgefälle ist, und um so beachtlicher, weil der Regelungserfolg erst lange Zeit nach Erbauung der Buhnen, erst nach erfolgter Verlandung der Buhnenfelder eintritt.

Vorteile der Parallelwerke. Sie führen sofort den Regelungserfolg herbei, indem sie selbst in ihrer ganzen Längenerstreckung das neue Ufer bilden. Infolgedessen findet auch vor ihnen eine ruhige, regelmäßige Strömung statt.

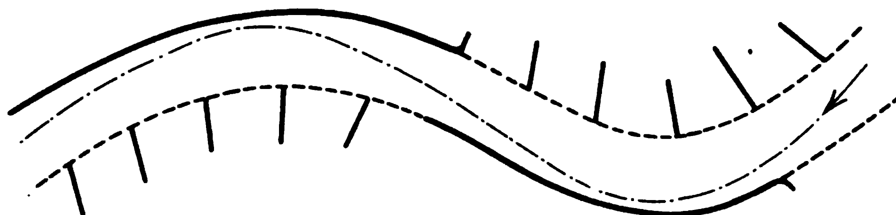


Fig. 351.

Nachteile der Parallelwerke. Sie sind in der ersten Anlage teurer als die Buhnen, verlanden weit langsamer als diese und erfordern größere Unterhaltungskosten als Buhnen. Endlich ist eine weitere Einschränkung der Flußbreite ohne Aufgeben der Werke nicht möglich. —

Dieser Vergleich führt zu dem Schlusse, daß man am besten Buhnen und Parallelwerke gleichzeitig verwendet und zwar so, daß die einbiegenden Ufer mit Parallelwerken, die ausbiegenden Ufer mit Buhnen verbaut werden, und daß bei geraden Strecken Parallelwerke bei geringem, Buhnen bei großem Abstande vom Ufer zur Anwendung gelangen, Fig. 351.

Hierbei ist noch ein Umstand von Bedeutung: Da vor den ausbiegenden Ufern die seichten Bänke lagern, so werden die hier angelegten Buhnen, da sie auf die Sohle angreifend wirken, zum Abtreiben dieser Bänke beitragen, das gegenüberliegende angefallene Hohlufer entlasten und die stets erwünschte Umformung der dreieckförmigen Krümmungsquerschnitte in mehr symmetrische begünstigen.

Grundschwellen. Sie sollen die Sohle dort befestigen und gleichzeitig heben, wo sie übermäßigen Auskolkungen unterworfen ist, also in den dreieckförmigen Krümmungsquerschnitten. Sie erzeugen ferner eine Vergrößerung des schwachen Gefälles daselbst, tragen daher zum Gefälleausgleich insbesondere der Niedrigwasserlinie bei.

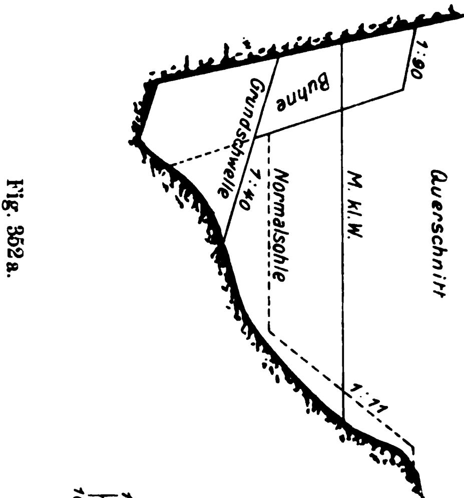
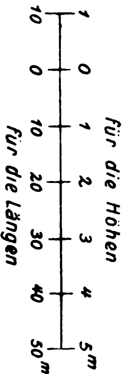


Fig. 352a.



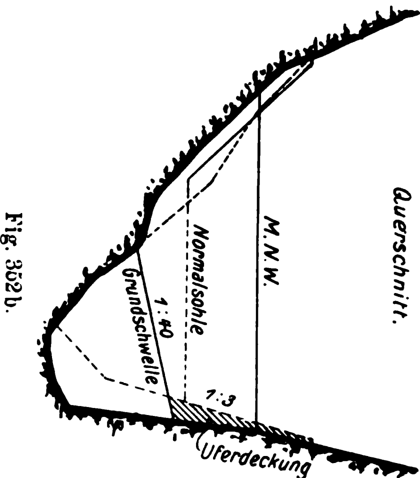


Fig. 352b.

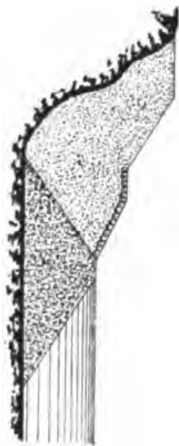


Fig. 353.

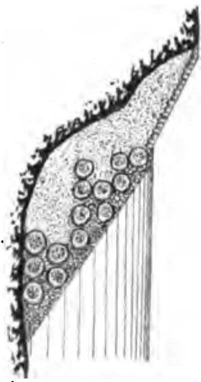




Fig. 355.



Fig. 354.

Damit sie aber diese Wirkungen ausüben, müssen sie in nicht zu großen Abständen voneinander angeordnet werden. Bei dem neuesten, in jeder Hinsicht mustergültigen Ausbau der Weser betragen diese Abstände etwa den fünften Teil der Wasserspiegelbreite des Niedrigwasserquerschnittes. Nach Versuchen in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau sollen nach einer Mitteilung von L. Sympher [31] enggestellte Grundschwellen sogar wirksamer sein, als wenn die Zwischenräume zwischen ihnen vollständig ausgefüllt wären: ein Ergebnis, dem man aber berechtigte Zweifel entgegenzubringen hat. An der Weser werden in durchaus richtiger Weise die Grundschwellen meist so angeordnet, daß ihr höchster Punkt — am Uferdeckwerk oder am Buhnenkopfe — 0,30 m tiefer liegt als die Normalflußsohle, und daß ihr Rücken von da ab mit einer Neigung von 1 : 40 nach der Flußmitte zu abfällt, vergl. Fig. 352, a und b.

D. Die Bauart der Regelungswerke.

§ 1. Uferdeckwerke.

Steinschüttungen. Bei der Anbringung einer Steinschüttung vor dem abbrechenden Ufer verwende man tunlichst Steine gleicher Größe. Die Dichtigkeit der Lagerung wird dadurch vom Strome herbeigeführt, daß die vom Hochwasser schwebend mitgeführten feineren Sinkstoffe sich in den Zwischenräumen zwischen den einzelnen Steinen ablagern.

Bei verschiedener Größe der Steine beginne man mit dem Schütten der kleineren und verwende die größeren zur Schüttung der äußeren Decke. Über Niedrigwasser ist die Schüttung durch Abpflasterung zu sichern, die sich gegen eine Berme von etwa 50 bis 70 cm Breite stützt.

Bei heftigem Stromanfall erhält die Schüttung eine zweifache, sonst eine nur anderthalbfache Böschung.

Vor Beginn der Schüttung ist der äußere, wasserseitige Rand der Berme durch Baken sicher zu bezeichnen. Durch fortwährendes Peilen hat man sich von der Regelmäßigkeit der Böschung, deren Erzielung sehr wichtig ist, zu überzeugen.

Ist das zu deckende Ufer so weit abgebrochen, daß es erheblich hinter die Streichlinie zurücktritt, dann stellt man zur Ersparnis an Steinen die Schüttung nach Fig. 353 aus einem Damme her, dessen Krone auf Niedrigwasser liegt und dessen innere Böschung möglichst steil zu halten ist. Nach seiner Schüttung wird er mit dem zur Verfügung stehenden Flußsand oder Kies hinterfüllt. Alsdann wird die Hinterfüllung höher geführt und gleichzeitig abgepflastert.

Bei sehr bedeutenden Tiefen werden nach Fig. 354 mehrere, je etwa 2 m hohe Dämme übereinander geschüttet, deren Kronenbreiten etwa 60 cm betragen. Nach Herstellung eines jeden Dammes wird der dahinter liegende Raum bis zu seiner Krone verfüllt, so daß der nächst darüber anzuschüttende auf dieser Hinterfüllung ruht.

Bei sehr starkem Stromangriffe kann es sich empfehlen, in Abständen von etwa 10 bis 20 m die Pflasterdecke durch tiefer greifende Pflasterstreifen von etwa 2 m Breite zu sichern.

Die Sicherung des Fußes der Schüttung durch eingeschlagene Pfähle ist nicht rätlich, da letztere doch gegen ihre eigene Unterspülung durch eine Steinschüttung gesichert werden müßten.

Senkfaschinen. Beim Ersatz der Steine durch Senkfaschinen treten, wie Fig. 355 zeigt, grundsätzliche Änderungen in der Bauart nicht ein.

Packwerk. Die Ausbildung der Uferdeckung geht aus Fig. 356, a und b, hervor. Wechseln die Tiefen vor dem Ufer, dann ist die Form der schwimmenden Lagen nach Fig. 330 zu bestimmen.

Lehnt sich das Packwerk nicht unmittelbar an das abbrechende Ufer an, dann gestaltet sich die Ausbildung des Uferbaues nach Fig. 357.

Da vor abbrechenden Ufern Sohlenauswaschungen stattfinden, so ist das vorherige Auswerfen von Sinkstücken zur Deckung der Sohle und Sicherung des Fußes des Packwerkbaues dringend zu empfehlen.

Sinkstückartige Matratzen. Fig. 358a und b, zeigt eine solche Uferdeckung, wie sie an der Memel ausgeführt worden ist. Sie bedarf keiner besonderen Erläuterung, kann aber nur dort angewendet

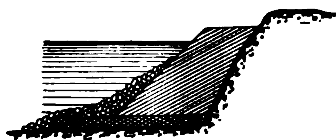


Fig. 356a.

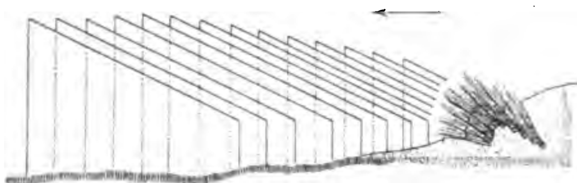


Fig. 356b.

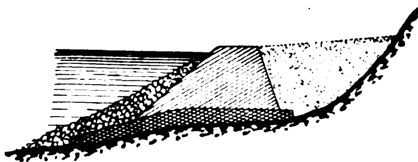


Fig. 357.

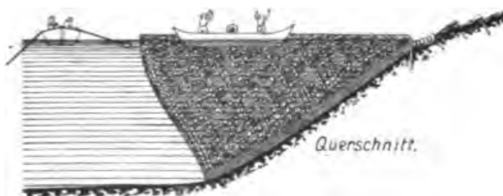


Fig. 358a. Deckung eines abbrüchigen Ufers durch sinkstückartige Matratzen.

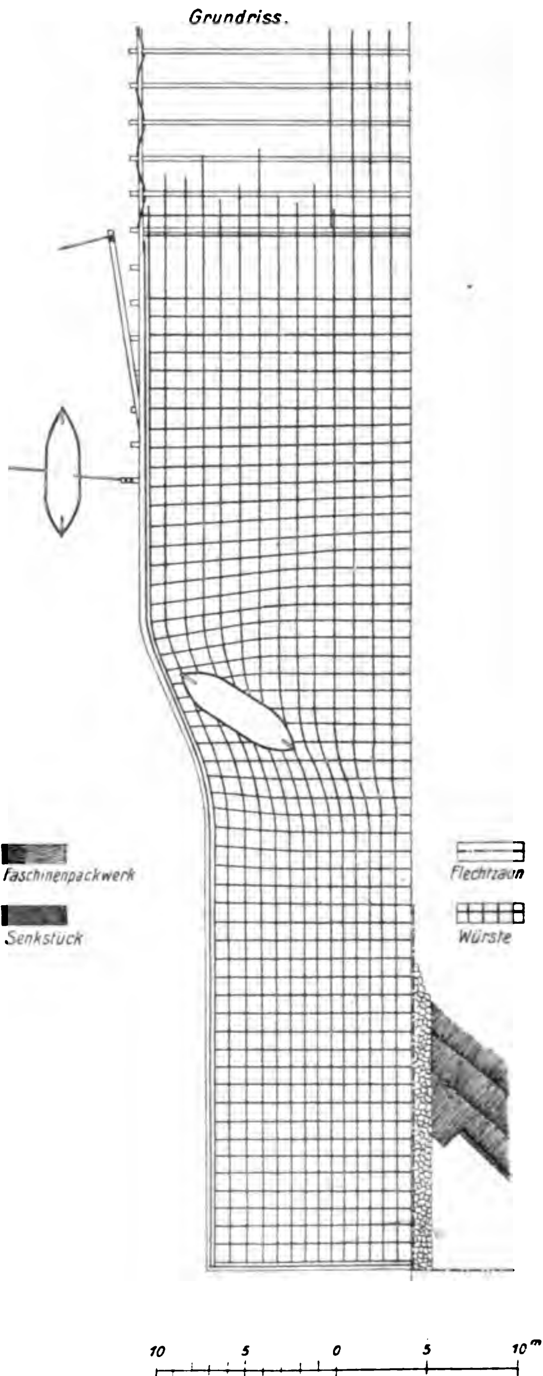


Fig. 358b.

werden, wo das zu deckende Ufer sowohl in seiner Linienführung als auch in seiner Böschung regelmäßig verläuft: Verhältnisse, wie sie an abbrüchigen Ufern nur ausnahmsweise vorkommen werden, wohl aber an künstlich hergestellten Neuufern von Durchstichen vorliegen.

Besondere Ausführungen. An Gebirgsflüssen benutzt man in weit höherem Maße als an den Flüssen des Flachlandes das Arbeitsvermögen des fließenden Wassers zur Herbeiführung der Regelungserfolge, weil bei jenen wegen ihres größeren Gefälles die Strömung erheblich stärker als bei diesen zu sein pflegt. Daraus ergeben sich bei den Gebirgsflüssen gewisse Eigentümlichkeiten der Bauausführungen, die auch die Ausbildung der Uferdeckwerke berühren. So wird in Bayern für die Uferdeckwerke das folgende vorgeschrieben [37]: »Wo ein rascher Abbruch des Ufers zu befürchten und ein Beikommen mit Material bei Hochwasser schwierig ist, soll in entsprechender Entfernung von der Normallinie zusammenhängend und hochaufgerichtet ein Steinvorrat bereit gelegt werden, welcher bei Abbruch des Vorlandes in den Fluß rollt und einen Notschutz bildet.« Und weiter: »Erscheint es zweckmäßig, ein Uferdeckwerk auszuführen, wenn noch ein beträchtliches Vorland vor demselben liegt und der Angriff erst nach längerer Zeit zu erwarten steht, so wird in der Normallinie ein Graben mit derjenigen Böschung, welche dem künftigen Ufer entspricht, bis zum Grundwasser ausgehoben, das Uferdeckwerk an Böschung und Bankett vollständig ausgeführt, sodann auf letzteres eine so große Quantität von Bruchsteinen gebracht, daß dieselben voraussichtlich einen festen Steinvorfuß bilden werden, sobald das Vorland durch den Strom abgebrochen sein wird. Die Erdböschung des Grabens gegen die Flußseite kann so steil angelegt werden als es die Festigkeit des Erdreiches gestattet. An dieselbe ist der Bruchsteinkörper lose und so anzulehnen, daß bei erfolgtem Einbruch ein möglichst großer Teil der Steine sich in den Fluß hinabsenkt.« Fig. 359, a bis c, und Fig. 360 zeigen nach der genannten Quelle entsprechende Ausführungen an der oberen Donau und am unteren Inn: nur ist bei letzterem, wie man sieht, anstatt der Steinpackung eine Reihe von Senkfaschinen in den Graben eingelegt.

Sinkbäume. Am Missouri [42], dessen Wasser neben überaus großen Mengen von Sinkstoffen noch zahlreiche Zweige, Blätter, Gräser und Wurzelfasern mit sich führt, hatte man die Beobachtung gemacht, daß ein reich belaubter Baumzweig, ein Strauch usw., der vom Strome fortgeführt, an irgendeiner Stelle aufgehalten wurde, dort eine Ansammlung von Zweigen und Fasern bewirkte, und daß, wenn das den Strauch haltende Hindernis stark genug war, dem Wasserdrucke zu widerstehen, sich alsbald die Sinkstoffe dahinter ablagerten. Eine ähnliche Beobachtung an ostindischen Flüssen hatte den englischen Colonel Brownlow veranlaßt, sie für die Regelung zu verwerten, indem er eine Boje im Flußbette festlegte und daran einen Busch von der der Wassertiefe entsprechenden Länge befestigte. Der Busch schwamm zunächst im Wasser, wurde aber bald durch sich daran ansammelnde Sinkstoffe beschwert, so daß sein unteres Ende auf die Flußsohle sank. Damit war die Strömung zurückgehalten. Diese unter dem Namen Brownlow-Weed bekannt gewordene Bauweise, Fig. 361, verbesserte man so, daß man den Busch selbst im Flusse verankerte und ihn am oberen Ende durch die schwimmende Boje — ein Petroleumfaß — hielt, Fig. 362. Die Büsche stellte man in Längen von 10 bis 15 m her, indem man an ein 20 mm starkes Seil so viel leichte Zweige als anzubringen waren, mit Garn festband. Man verlegte sie dann in Abständen von 3 bis 4 m in der Richtung der neu herzustellenden Uferlinien.

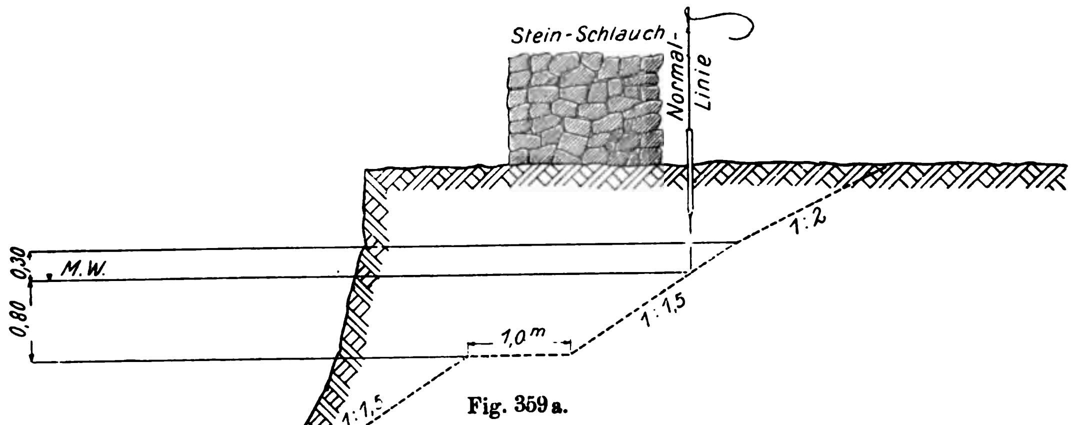


Fig. 359 a.

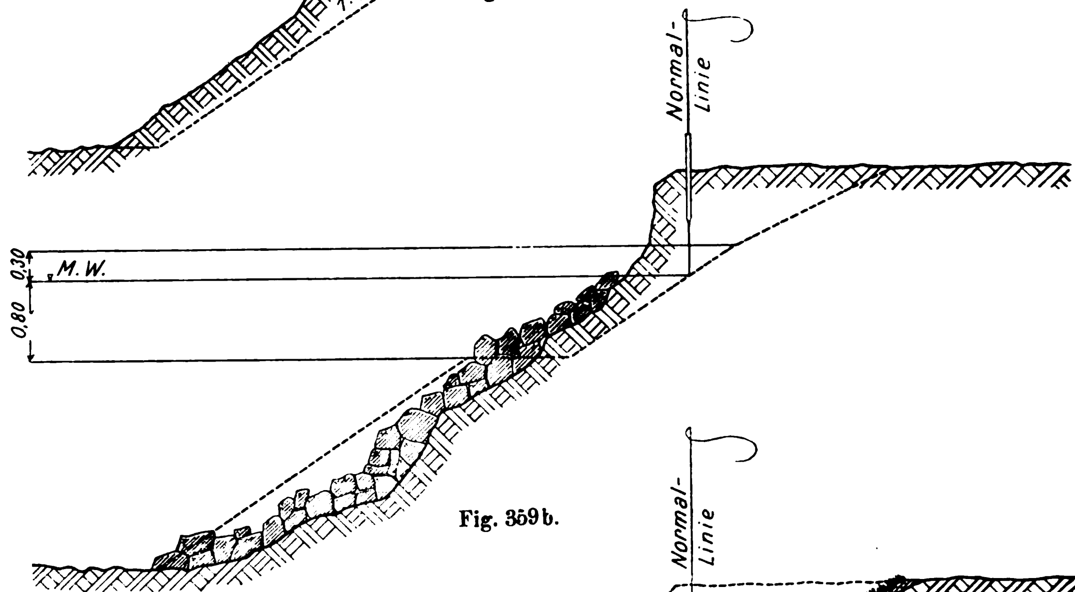


Fig. 359 b.

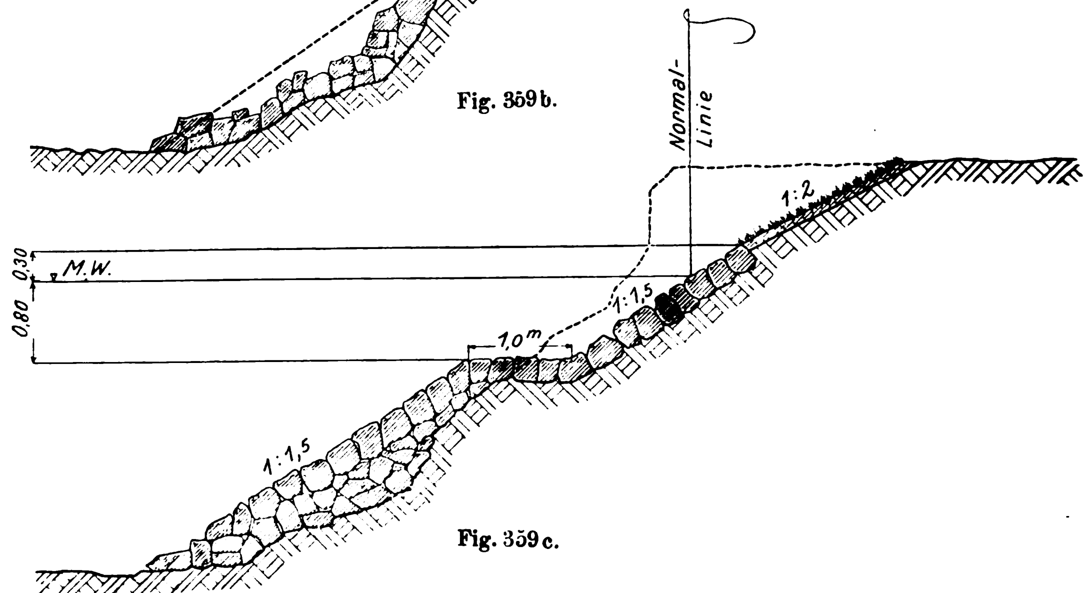


Fig. 359 c.

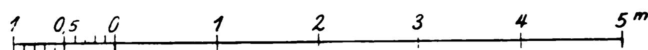




Fig. 361. Fig. 362.

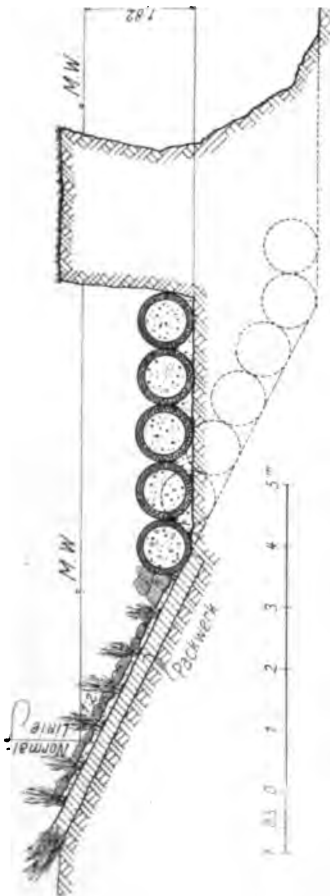


Fig. 360. Normalprofil für Uferdeckungen in gemischter Bauweise.

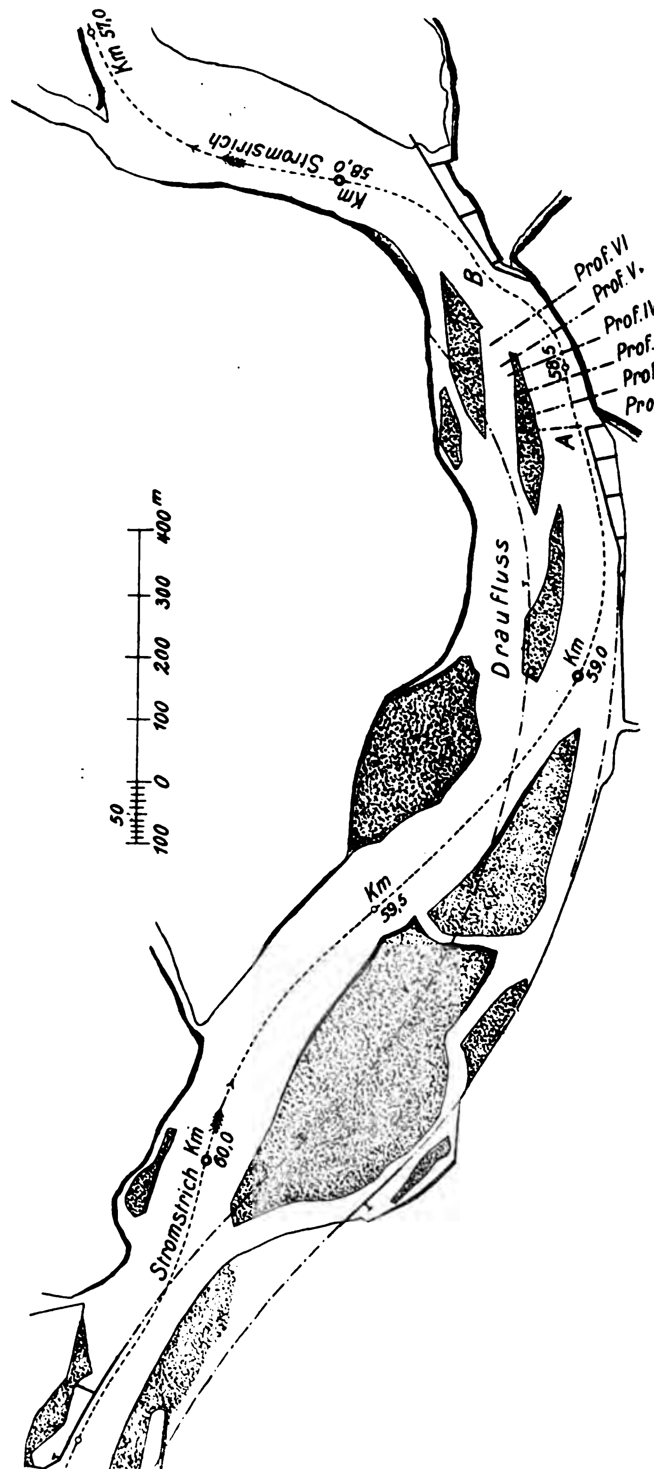


Fig. 363. Lageplan. Aufgenommen bei 75 cm Pettauer Pegel am 4. September 1903.

Profil I.

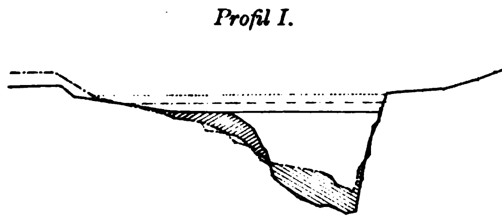


Fig. 364.

Profil II.

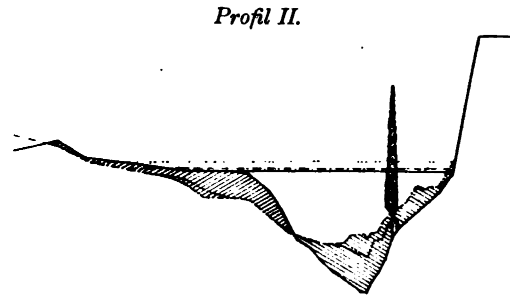


Fig. 365.

Profil III.

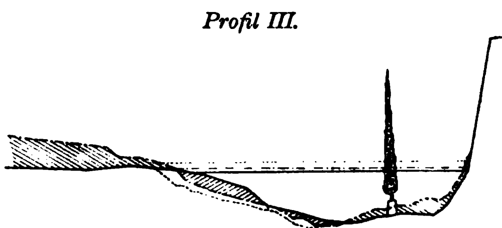


Fig. 366.

Profil IV.

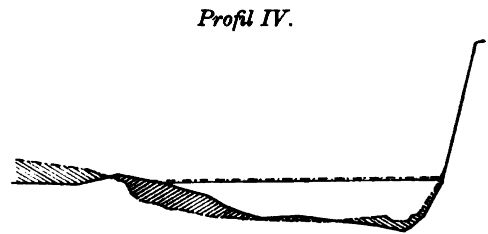


Fig. 367.

Profil V.

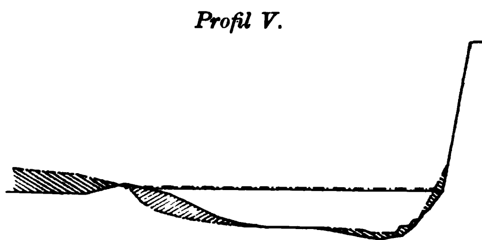


Fig. 368.

Profil VI.

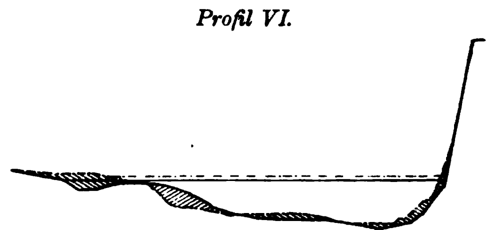
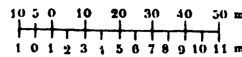


Fig. 369.

Maßstab für die Längen



Maßstab für die Höhen

+ 75 cm
P. P.

——— Wasserspiegel am 4. September 1903, vor der Einbauung der Sinkbäume.

+ 90 cm
P. P.

— — - — — Wasserspiegel am 22. September 1904, nach der Einbauung der Sinkbäume.

+ 134 cm
P. P.

.... Wasserspiegel am 18. Juli 1904, nach der Einbauung der Sinkbäume.

——— Flußsohle am 4. September 1903, vor der Einbauung der Sinkbäume.

— . — . — Flußsohle am 22. September 1904 nach der Einbauung der Sinkbäume.

---------- Flußsohle am 18. Juli 1904, nach der Einbauung der Sinkbäume.

Infolge des Einbaues erzielte

Aufkiesung. Abtragung.

Der Kostenersparnis wegen verwendete man später statt des Seiles auch Stangen oder junge Bäume, an die man den Strauch annagelte. Die Büsche verband man untereinander durch ein von Ankerstein zu Ankerstein durchgehendes Seil, wodurch das Vertreiben einzelner Büsche verhindert wurde.

Solche Sinkbäume sind, wie Kreuter mitteilt [43], mit Erfolg an der Theiß durch Péchy und an der Donau durch Hensel zur Aufkiesung tiefer Kolke verwendet worden. Eine weitere, wegen ihrer überraschenden Erfolge sehr bemerkenswerte Anwendung der Sinkbäume am Drauflusse beschreibt Anton Weber [44], dem wir die folgenden Mitteilungen entnehmen.

Zwischen km 59,0 und km 58,0 des Lageplanes, Fig. 363, war in der rechtsuferigen Regelungslinie eine etwa 300 m lange Lücke gelassen worden, so daß das hinterliegende ungeschützte Hochufer durch den sehr starken Angriff der scharf anfallenden Strömung in einem Zeitraume von 11 Jahren um etwa 35 m zurückgewichen war, während sich die Bettsohle vor ihm bis zu 7 m unter Niedrigwasser vertieft hatte. Zur Verbauung dieser übermäßigen Tiefen sind Grundschwellen vorgesehen, deren Wirkung durch Sinkbäume, die den ersten Teil der Verbauung der Bucht bildeten, vorbereitet worden ist.

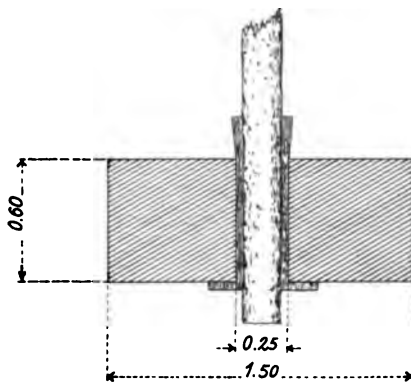


Fig. 370.

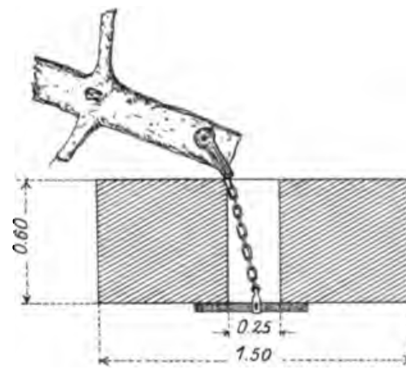


Fig. 371.

Die Einbaustelle für die Sinkbäume ist die Regelungslinie in einer Länge von 80 m vom unteren Ende *A* des oberen Leitwerkes bei Profil I bis zum Profile III. Es wurden 8 bis 10 m hohe Fichtenbäume mit möglichst dichtem Gezweige im durchschnittlichen Abstande von 2 m versenkt, im ganzen also 40 Stück.

Zur Beschwerung der Stammenden wurden mühlsteinförmige Körper aus Stampfbeton mit einem Durchmesser von 1,5 m und einer Höhe von 0,6 m aus einer Mischung von 1 Teil Zement und 10 Teilen Flußschotter hergestellt. Auf dem Schiffe wurde nach Fig. 370 das Stammende des Baumes mit dem Betonklotze fest verkeilt und durch einen eisernen Dorn gesichert. Überdies wurden vier strebenartig vom Baume zum Steine reichende starke Drähte angebracht, damit der Baum in seiner aufrechten Lage erhalten werden könne. So wurden zunächst in 9 Tagen 22 Bäume versenkt. Trotzdem wurden die Bäume durch den Druck des strömenden Wassers abgebogen, so daß keiner der Baumwipfel dauernd über Wasser sichtbar blieb. Es wurde sogar ein Baum kurz über dem Betonklotz abgebrochen. Auf Grund dieser Erfahrung wurden die übrigen Bäume nach Fig. 371 beweglich, gelenkartig mit dem Betonklotz verbunden: eine Verbindung, die bei großen Tiefen und starker Strömung sich als empfehlenswert erwiesen hat.

Behufs Einbauens der Sinkbäume wurde auf zwei gekuppelte Prähme der Betonklotz so gelagert, daß er auf zwei über den inneren Bordwänden der beiden Schiffe ruhenden Unterlagshölzern zu liegen kam. Hierauf wurde der am Ufer bereit gehaltene Baum an die Prähme herangeholt, bis das Stammende auf dem Betonkörper lag, dann mit Bauwinden und Drahtseilen gehoben, in die Lotrechte gebracht und schließlich in der beschriebenen Weise fest mit seinem Beschwerungskörper verbunden. Bei der gelenkartigen Verbindung wurde der liegende Baum in die Gabel des Gelenkes eingehängt, so daß er zwischen den Prähmen mit dem Wipfel stromabwärts auf dem Wasser schwamm. Nach Festlegung des Fahrzeuges in dem richtigen Punkte wurde mit vier an der Grundfläche des Betonklotzes angreifenden Hebeln der fertige Sinkbaum so weit gehoben, daß die Unterlagshölzer zu gleicher Zeit rasch fortgezogen werden konnten, worauf der Baum in die Tiefe versank. Es wurden mit 15 Arbeitern täglich durchschnittlich drei Bäume versenkt.

Die Querprofile der Figuren 364 bis 369 zeigen die überraschend günstige Wirkung dieser Sinkbäume, wobei hervorzuheben ist, daß die Verbesserung der Flußsohlengestaltung nicht nur im Bereiche der Sinkbäume, sondern auch noch weiter stromabwärts deutlich zu erkennen ist. Während früher der Talweg, sobald die Führung durch das Leitwerk bei A, Fig. 363, aufhörte, in die Bucht hinter der Streichlinie gedrückt war, ist er jetzt mehr gegen die Flußmitte geschoben, indem der rechte Teil der Profile eine Erhöhung, der linke hingegen eine Vertiefung der Sohle aufweist. Die Sohlenerhöhung im Profile II, das ist die Mitte der verbauten Strecke, beträgt 3,5 m. Die Aufkiesung im Kolke berechnet sich zu 5000 cbm, der eine Abtragung des Schotterrückens am linken Ufer von 6000 cbm gegenübersteht. Diese Umwandlung der Flußquerschnitte wird noch durch folgende Zahlen verdeutlicht.

Wasserspiegelbreiten bei + 75 cm Pettauer Pegel.

	vor dem Einbaue	nach dem Einbaue
Profil I	45 m	64 m
» II	65 m	91 m
	Mittlere Tiefen	
» I	3,55 m	2,25 m
» II	3,50 m	2,20 m

Wolfsche Gehängebauten. Grundsätzlich übereinstimmend in ihrer Wirkung und in ihrer Anwendung mit den Sinkbäumen sind die von A. Wolf ersonnenen und ausgeführten Gehängebauten [45]. Die Gehänge sind 2—5 m lange und eine Faschinenlänge breite Faschinentafeln, die an in den Fluß eingerammten Pfählen meist etwa in Niedrigwasserhöhe mit wagerechten Stangen und Draht festgehalten werden. Vor den im Wasser schwebenden Strauchtafeln entstehen Stauungen und örtliche Geschwindigkeitsvergrößerungen, hierdurch aber Vertiefungen und Querschnitterweiterungen, hinter ihnen Geschwindigkeitsermäßigungen und deshalb Sinkstoffablagerungen. Diese Ablagerungen wirken selbst auf ihre eigene Ausdehnung hin und rufen in Verbindung mit dem schwebenden Baukörper eine Auflandung bis zu dessen Höhe hervor. Die Sinkstoffe führenden Hochwasser werden somit rückwärts gelegene Kolke ausfüllen, gleichzeitig aber den ungenügenden Abflußquerschnitt vor dem schwebenden Baukörper austiefen und erweitern. Die unter einem spitzen Winkel stromab zur Strömung stehen-

den Gehänge wirken am kräftigsten auf die Aufkiesung hinter sich und auf die Austiefung vor sich. Sie können daher auch, genau so wie die Sinkbäume, bei Ufereinbrüchen Schutz gewähren und den Fluß von seiner bedrohlichen Richtung ablenken.

Die Pfähle werden in Abständen von etwa 2,5 m etwa 3 m vor der Baulinie eingerammt. Die Gehänge werden in je zwei der von den Pfählen gebildeten Felder an den die Pfähle unter sich verbindenden wagerechten Stangen so angebracht, daß je 5 m lange Gehänge mit ebenso langen Öffnungen abwechseln, die beide die hintere Aufkiesung veranlassen. Ist die letztere genügend fortgeschritten, dann wird jede dritte

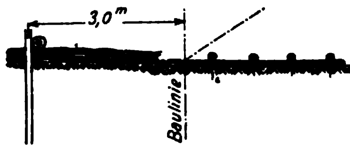


Fig. 372. Bauanlage auf Kiesbänken.

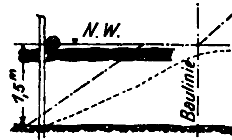


Fig. 373. Bauanlage im Wasser.

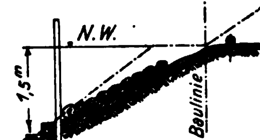


Fig. 374. Versenkung des schwebenden Baukörpers.

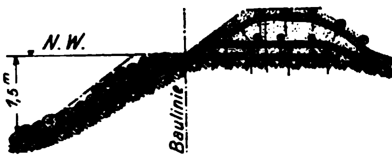


Fig. 375. Hinterbauung, Ergänzung der Steinberollung und Ausbau des Oberbaues nach Erfordernis.

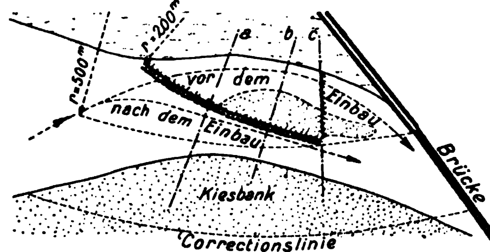
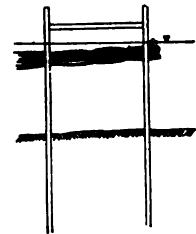


Fig. 376. Lageplan.


Fig. 377.

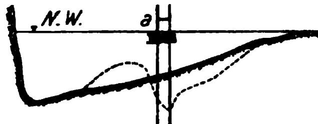


Fig. 378.

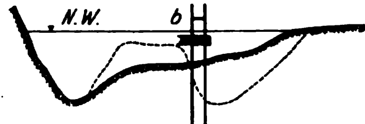


Fig. 379.

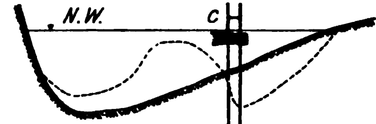
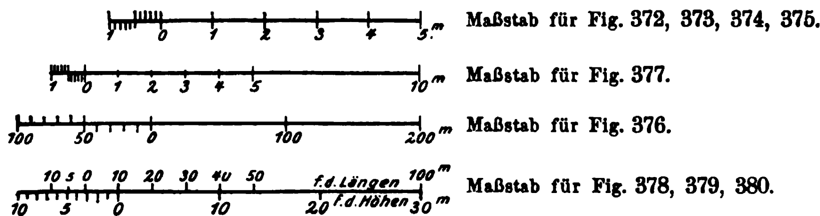


Fig. 380.



Maßstab für Fig. 372, 373, 374, 375.
Maßstab für Fig. 377.
Maßstab für Fig. 376.
Maßstab für Fig. 378, 379, 380.

Öffnung verhängt, so daß nunmehr 15 m lange Gehänge mit 5 m weiten Öffnungen abwechseln. Die Pfahlreihen werden bei annähernd paralleler Strömung mit der Baulinie nur einfach, bei Querströmung dagegen doppelt mit 2 m Abstand angeordnet, wobei die die Gehänge tragenden Vorderpfähle gegen die Hinterpfähle abgesteift werden. Die Gehänge werden nach eingetretener Aufkiesung auf die durch eine oder zwei Faschinenlagen festgehaltene Böschung derselben bei Niedrigwasser unter Beschwerung mit Kies oder Steinen versenkt, vergl. Fig. 372 bis 375.

Es möge noch kurz eine von Wolf selbst bewirkte Ausführung besprochen werden. Zur Ablenkung der Isar von dem linken Abbruchufer oberhalb der Oberpöringer Brücke wurden, Fig. 376, 37 Pfähle in Abständen von 4 m eingerammt. An die Pfähle 1 bis 9 und 16 bis 37 wurden sodann die Längsgehänge angebracht, wegen des starken Stromanfalles 2 m hinter der ersten Pfahlreihe eine zweite eingerammt und beide Pfahlreihen gegeneinander versteift. Die Felder zwischen Pfahl 9 bis 16 blieben zunächst offen, um den Abflußquerschnitt anfänglich nicht zu sehr zu beschränken und dem Flusse Zeit zu geben, sich vorerst eine neue Abflußrichtung längs der Pfähle 17 bis 37 auszubilden. Zur Verstärkung der Gehängewirkung auf den Abtrieb der rechtsseitigen Kiesbank wurde von Pfahl 20 bis 37 noch eine mit Faschinen umhüllte Stange auf die Gehänge gelegt. Die Anordnung des Längsgehänges ist aus Fig. 377 ersichtlich. Die Anlage bewirkte sofort eine Zweiteilung des Flusses: es bildete sich eine, wenn auch zuerst schmale, Flußrinne vor dem Gehänge aus, während hinter diesem Kiesablagerungen eintraten. Nunmehr wurden auch die Öffnungen von Pfahl 9 bis 16 verhängt und zur Unterstützung der dem Stromanfalle gerade gegenüberstehenden Bauanlage die senkrecht zum Bogen geführte Anlage bei *c*, bestehend aus einer Pfahlreihe mit Quergehänge, hergestellt. Die hierdurch veranlaßte Umgestaltung des Flußbettes nach Einwirkung der nur unbedeutenden und nur kurze Zeit andauernden höheren Wasserstände ist aus den Querschnitten *a*, *b* und *c*, Fig. 378 bis 380, ersichtlich.

Beim Gehängebau werden somit die aus Steinschüttungen, Packwerk oder Senkfaschinen bestehenden Bankörper von Neuufern durch die billigere, von selbst eintretende, Kiesablagerung ersetzt, die nur an ihrer Außenböschung abzudecken ist.

Wolf hält eine Beschädigung der Gehänge durch Hochwasser für fast ausgeschlossen, gibt aber zu, daß eine Beschädigung durch Eisgang an Flüssen mit geringerem Gefälle und stärkerem Eisgange mehr zu befürchten sei als an der Isar, wenn er auch glaubt, daß durch die Stellung der Gehänge unter Niedrigwasser und Abschneiden der dem Stromanfalle gegenüberstehenden Pfähle über Niedrigwasser die Angriffe der Eisgänge wesentlich abgemindert werden könnten. Er glaubt, daß die Bauweise mit schwebenden Baukörpern auch dienen könne zur Verlegung gefährlicher Nebenrinnen an Flüssen ohne vollständige Regelung, zu vorübergehend wirksamen Anlagen behufs Beseitigung von örtlichen Geschiebeablagerungen an schiffbaren Flüssen statt der kostspieligen, oft nutzlosen Baggerungen, ferner unter Umständen zu Anlagen behufs Vermeidung der Verkiesung abzweigender Wasserausleitungen an Flüssen, schließlich zur Schaffung eines Niederwasserschlauches für seichte, schiffbare Flüsse durch Anlage fortlaufender Gehänge unter Niedrigwasser.

Verfasser glaubt, der Verwendung von Sinkbäumen den Vorzug geben zu sollen, die aber, ebenso wie die Gehängebauten, nur dann zum Ziele führt, wenn der betreffende Wasserlauf bei höheren Wasserständen eine lebhafte Geschiebebewegung aufweist: eine Vorbedingung, die allerdings in weit höherem Maße bei den Gebirgsflüssen als bei den Strömen des Flachlandes erfüllt wird.

§ 2. Buhnen.

Buhnen aus Faschinen. Sie werden als Packwerkskörper in der bereits erörterten Weise, vergl. Fig. 329 bis 332, erbaut und sind mit ihrem langseitigen Ende der Wurzel, fest in das gewachsene Gelände einzubinden, sowie in ihrer Krone und an ihrem flußseitigen Ende, dem Kopfe, gegen die Angriffe der Strömung und des Eisganges zu sichern. Dazu dienen Spreutlagen, Rauhwehre und Pflasterungen. Nach

unseren eingehenden Darlegungen über diese Einzelbauweisen, über die Formgebung der Buhnenköpfe und die Notwendigkeit der Verhinderung der Auskolkungen vor diesen bedürfen die beigegebenen Figuren 381 bis 384 sowie die weiterhin folgenden Figuren keiner besonderen Erläuterung.

Buhnen aus Packwerk und Senkfaschinen: Fig. 385a bis d.

Buhnen aus Packwerk, Senkfaschinen und Steinschüttung: Fig. 386a bis c.



Fig. 381 a. Längsschnitt.

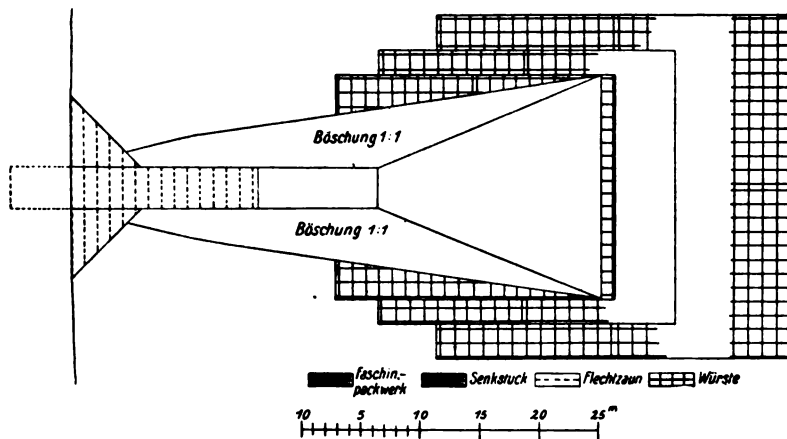


Fig. 381 b. Grundriß.

Fig. 381 a und Fig. 381 b. Memelbuhne.

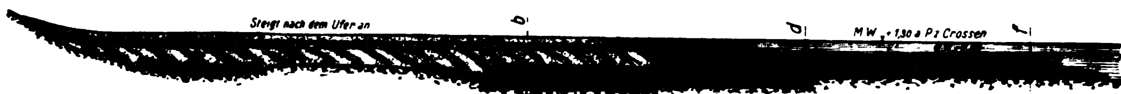


Fig. 382 a. Längsschnitt.

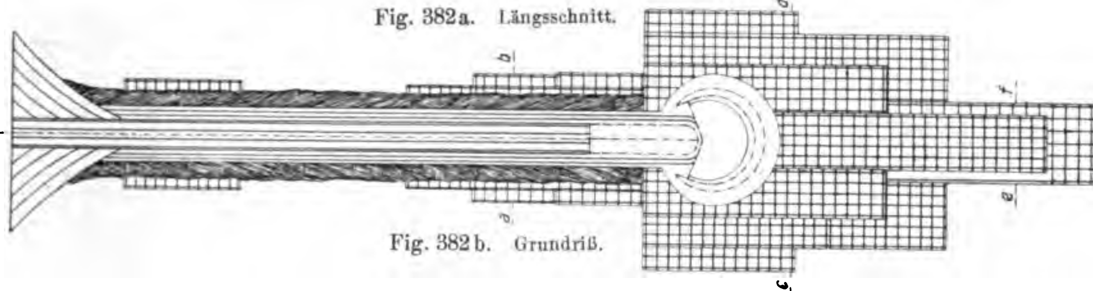
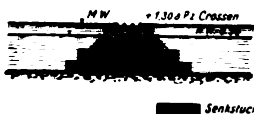
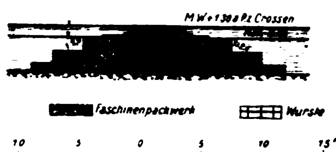
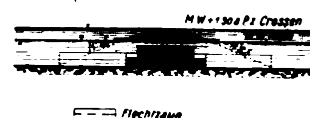


Fig. 382 b. Grundriß.







10 5 0 5 10 15 m

Fig. 382 c. Schnitt *a—b*. Fig. 382 d. Schnitt *c—d*. Fig. 382 e. Schnitt *e—f*.

Fig. 382 a, b, c, d, e. Oderbuhne.

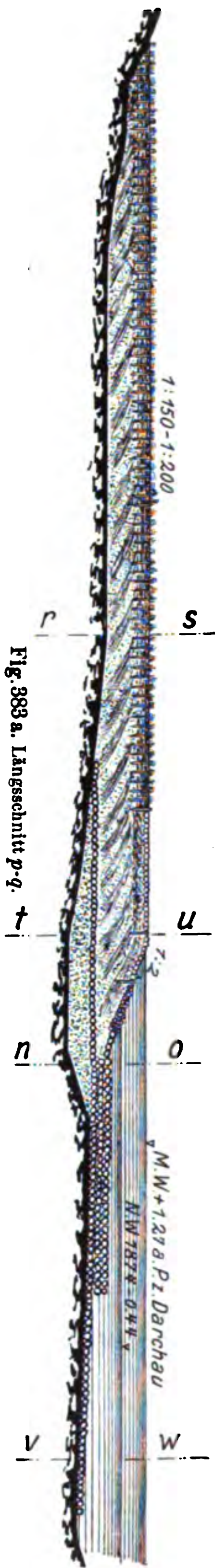


Fig. 383a. Längsschnitt p-q.

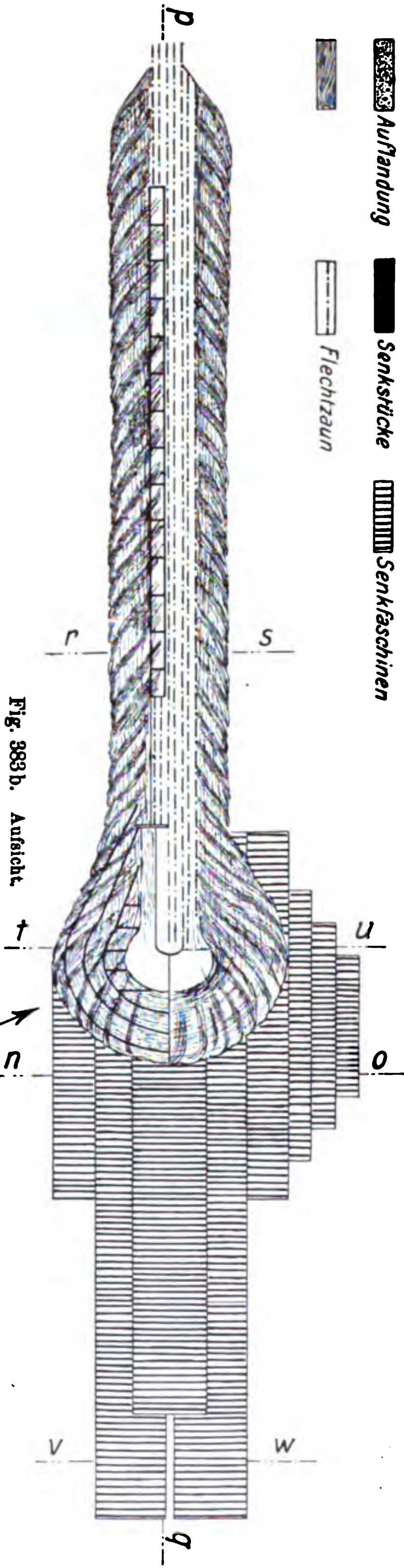


Fig. 383b. Aufsicht.



Fig. 383c. Querschnitt r—s.



Fig. 383d. Querschnitt n—o.



Fig. 383e. Querschnitt t—u.

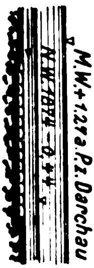


Fig. 383f. Querschnitt v—w.

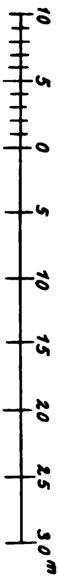


Fig. 383a, b, c, d, e, f. Elbebuhne im Baukreise Hitzacker.

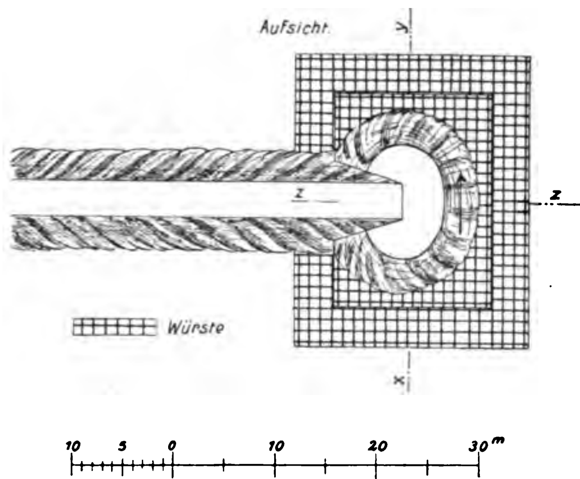


Fig. 384 a.



Fig. 384 b. Längsschnitt $x - x$.

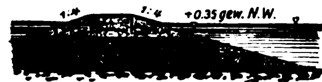


Fig. 384 c. Querschnitt $x-y$.

Fig. 384 a, b, c. Elbebuhne bei Harburg.

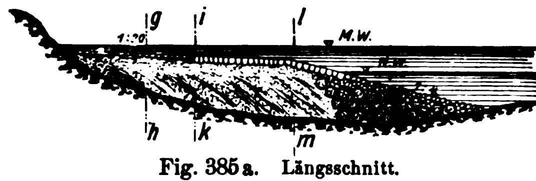


Fig. 385 a. Längsschnitt.

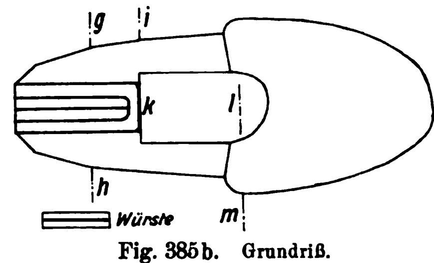


Fig. 385 b. Grundriß.

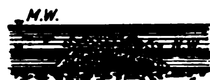


Fig. 385 c. Querschnitt $g-h$.

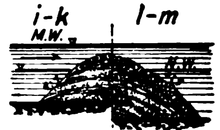


Fig. 385 d. Querschnitt.

10 5 0 10m

Fig. 385 a, b, c, d. Weserbuhne aus Faschinenpackwerk und Senkfaschinen.

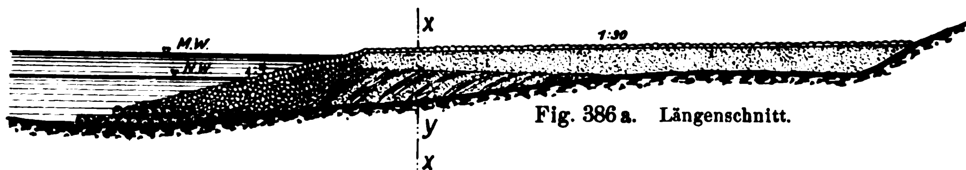


Fig. 386 a. Längenschnitt.

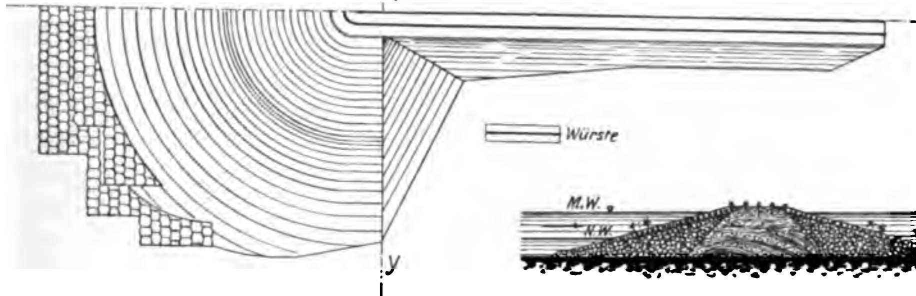


Fig. 386 b. Grundriß.



Fig. 386 c. Querschnitt $x-y$.

10 5 0 10m

Fig. 386 a, b, c. Buhne aus Faschinenpackwerk, Senkfaschinen und Steinschüttung.



Fig. 387 a. Querschnitt.



Fig. 387 b. Längsschnitt.

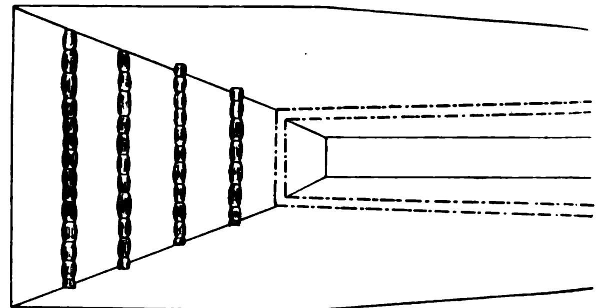


Fig. 387 c. Grundriß.

Fig. 387 a, b, c. Buhne aus Senkfaschinen (Niederrhein).

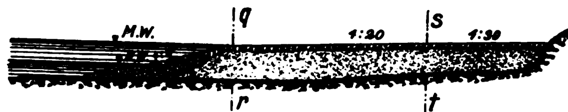


Fig. 388 a. Längsschnitt.



Fig. 388 c. Querschnitt $q-r$. Fig. 388 d. Querschnitt $s-t$.

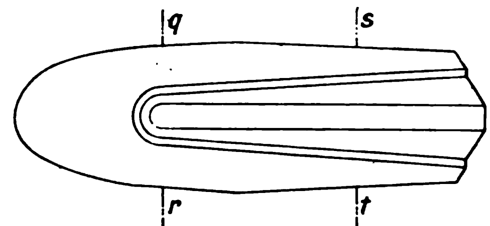


Fig. 388 b. Grundriß.

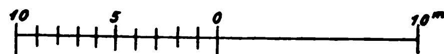


Fig. 388 a, b, c, d. Weserbuhne aus Stein.

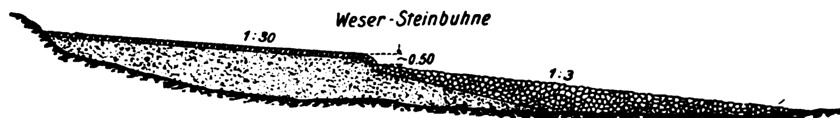


Fig. 389 a.



Fig. 389 b.

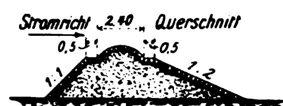


Fig. 389 c.



Fig. 390 a. Querschnitt.

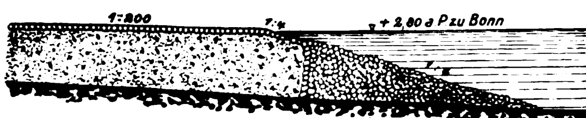
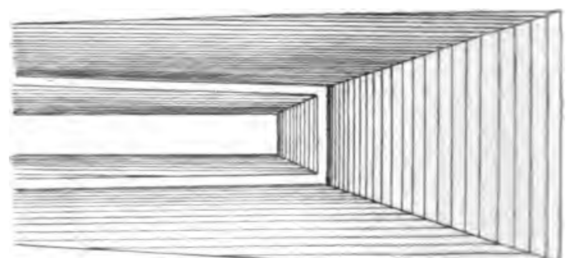


Fig. 390 b. Längsschnitt.



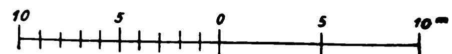


Fig. 390 c. Grundriß.

Fig. 390 a, b, c. Steinbuhne (Mittelrhein).

Buhnen aus Senkfaschinen: Fig. 387a bis c.
Steinbuhnen: Fig. 388 bis 390.
Kiesbuhne: Fig. 391.



Querschnitt der Kiesbuhne.

Fig. 391. Kiesbuhne und Grundschwelle (Niederrhein).

Als bemerkenswert ist hervorzuheben, daß man in neuester Zeit mit Recht bestrebt ist, die Köpfe möglichst flach auslaufen zu lassen: So stellt Fig. 388 eine Weserbuhne älterer und 389 eine solche jüngster Bauart dar.

§ 3. Parallelwerke.

Die tunlichst durch Querbauten mit dem Altufer zu verbindenden Parallelwerke sind flußseitig dauernd den Angriffen der Strömung ausgesetzt und auch, so lange sie nicht verlandet sind, landseitig den Angriffen des überstürzenden Wassers preisgegeben. Daraus ergeben sich die Unterschiede in der Bauart gegenüber der Bauart der Buhnen.

Parallelwerke aus Packwerk und Sinkwalzen.

Fig. 392a bis c, bringt ein Parallelwerk von der Iller, das im Trockenen durch eine Kiesbank erbaut ist. Letztere ist bis auf den niedrigsten Tageswasserstand ausgehoben. In den so gebildeten Graben ist Faschinenpackwerk eingelegt. Nach eingetretener Austiefung der Flußsohle erfolgt die Befestigung des Werkes durch Steine.

Parallelwerke aus Packwerk und Steinschüttung: Fig. 393.

Nach Verlandung der Steinschüttung ist Packwerk aufgebracht und abgepflastert worden.

Parallelwerke aus Kies mit Senkfaschinen: Fig. 394.

Am bayerischen Rhein wurden anfänglich die Parallelwerke aus Faschinen und Kies hergestellt und mit Steindeckung und Steinsenkfaschinen gegen Unterspülung und Abtrieb gesichert. Da diese Bauten teilweise den größeren Teil des Jahres über trocken lagen, so verfaulte das Faschinenholz sehr bald. Da überdies letzteres allmählich teurer, die Steine dagegen infolge der Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse billiger wurden, so begann man Mitte der fünfziger Jahre des vorigen Jahrhunderts die Parallelwerke aus Kies herzustellen. Sie werden mit Kies angeschüttet, zweimalig abgeböscht und, von der Flußsohle anfangend, mit dicht aneinander schließenden Senkfaschinen abgedeckt und gesichert. Auf die Senkfaschinen folgt auf der Stromseite eine 2 m breite und 0,5 m starke Steinberme, gegen die sich das 20 bis 25 cm starke Böschungspflaster stützt. Dem Senkfaschinenvorfuß auf der Rückseite schließt sich eine Berauhwehrung an mit etwa 0,3 m starker Weidenfaschinenlage und drei bis vier Flechtzäunen. Der Raum zwischen den letzteren wird in der Regel mit Steinschrotten ausgefüllt. Diese Bauten haben sich vorzüglich bewährt.

Parallelwerke aus Steinschüttungen mit Kieskern: Fig. 395 und 396.

Parallelwerke aus Steinschüttungen: Fig. 397a bis c.

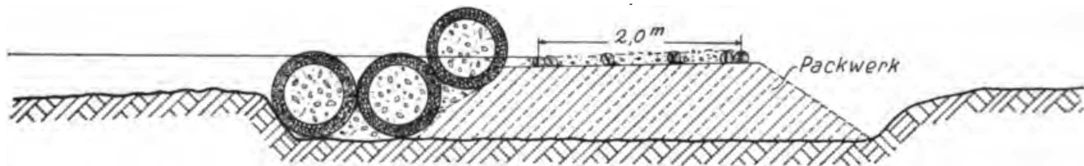


Fig. 392a.

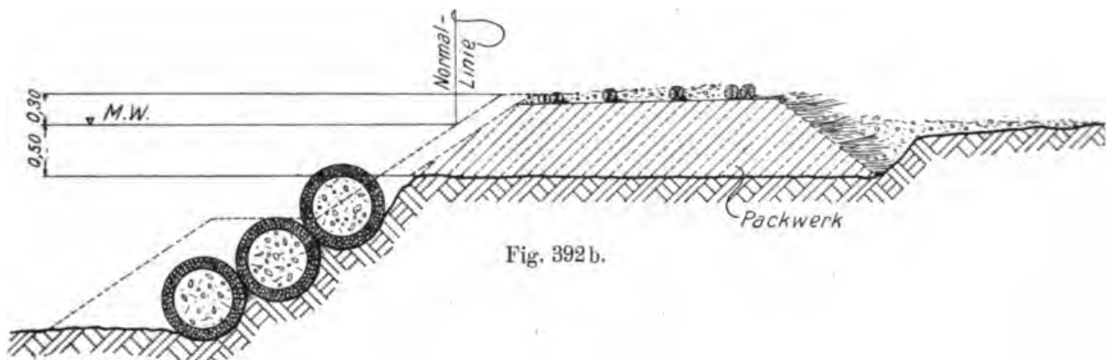


Fig. 392b.

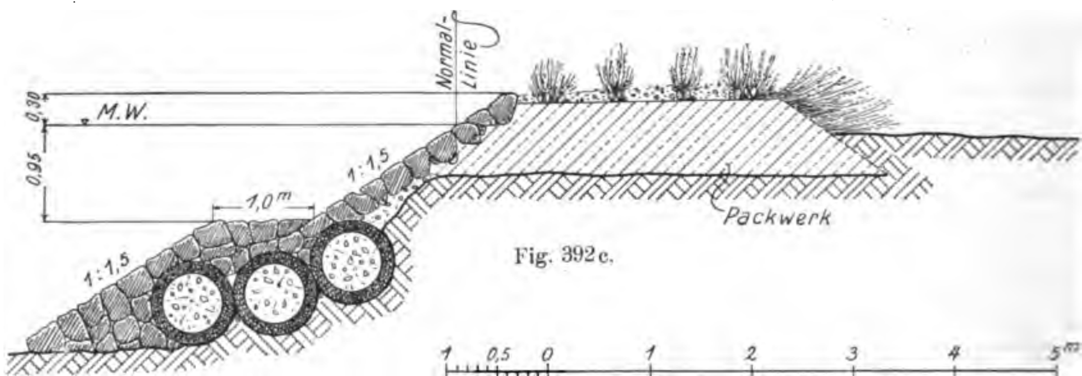


Fig. 392c.

Fig. 392a, b, c. Normalprofil der Parallelwerke aus Faschinen mit späterer Steinbefestigung.

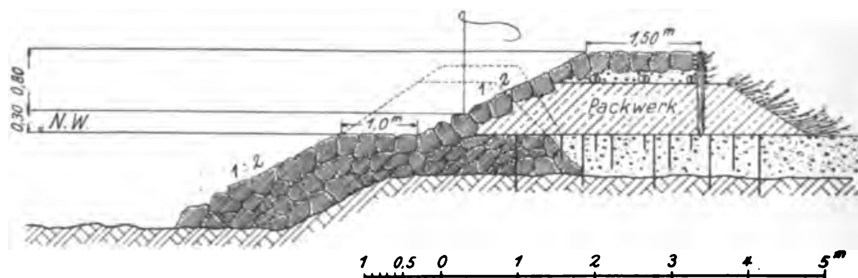


Fig. 393. Mittlere Donau. Normalprofil zu Parallelwerken bei gemischter Bauweise.

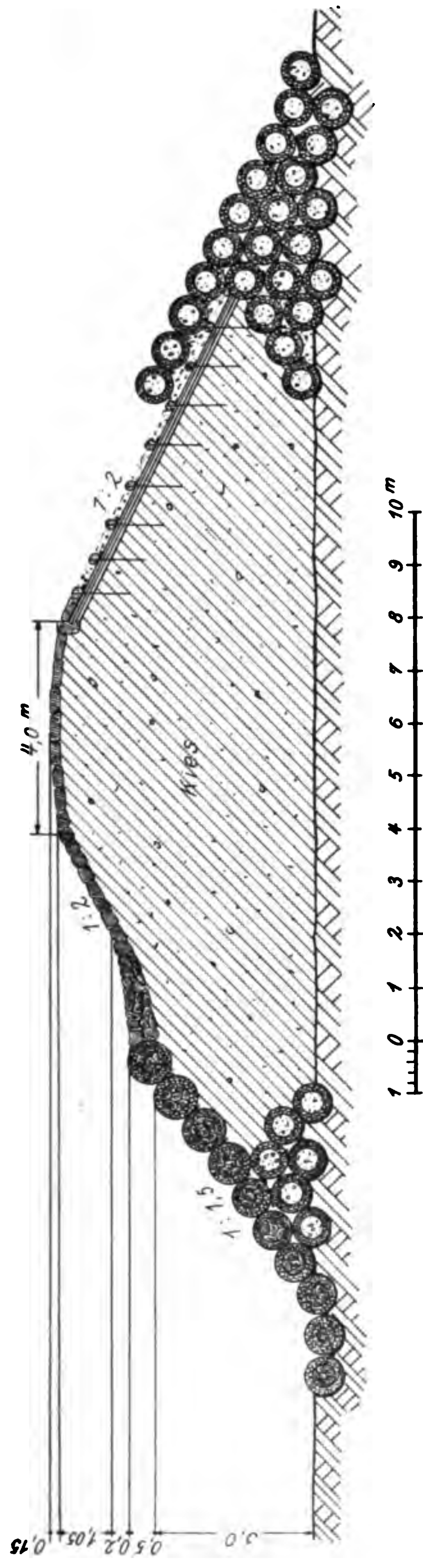


Fig. 394. Bayerischer Rhein. Normalprofil für Parallelwerke.

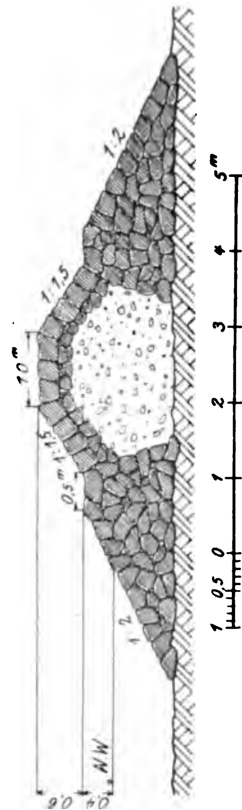


Fig. 396.

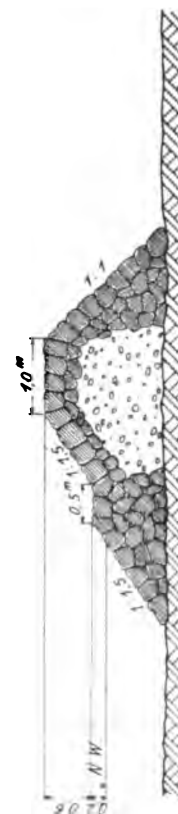


Fig. 395. Oberer Main. Normalprofil für Parallelwerke.

Die dargestellten Werke werden in drei Bauabschnitten hergestellt. Die Einleitung bildet der Grundschwellenbau oder das Einlegen eines Steinprismas unter Niedrigwasser vor der Streichlinie als Vorberme für den herzustellenden Baukörper. Anfänglich wurden

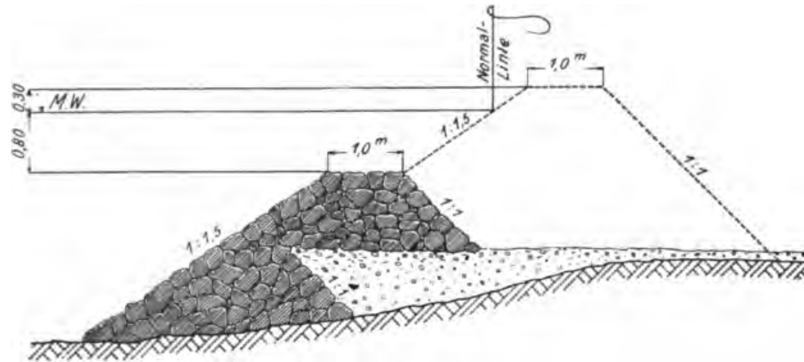


Fig. 397 a.

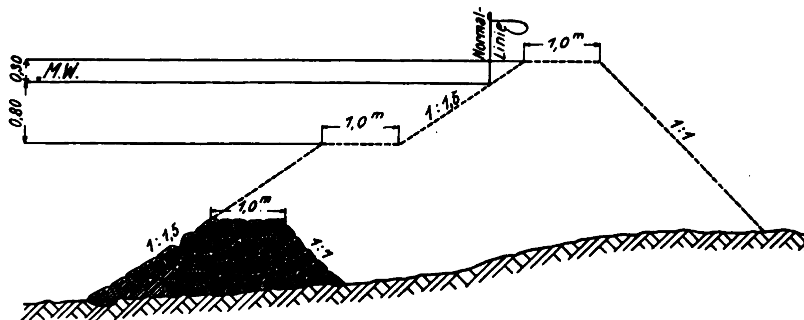
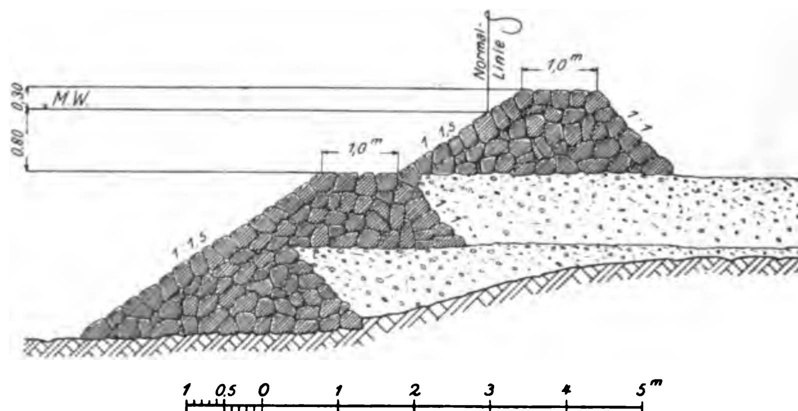


Fig. 397 b.



1 0,5 0 1 2 3 4 5m

Fig. 397 c.

Fig. 397 a, b, c. Mittlere bayerische Donau. Normalprofil für Parallelwerke mit reinem Steinbau.

diese Steinschwellen in langen Linien meistens ohne Querbauten, in neuerer Zeit jedoch in Verbindung mit solchen ausgeführt. Nach erfolgter Verlandung wird die erste Erhöhung des Baues vorgenommen, schließlich nach weiterer Verlandung der Bau auf die beabsichtigte Höhe geführt und gleichzeitig Vorberme, Flußböschung und Baukrone geregelt.

Parallelwerke aus Kiesschüttungen: Fig. 398, 399 und 400.

Die Beispiele sind der sächsischen Elbe entnommen. Der Fuß der beiderseitigen Böschungen, Fig. 398, wird durch je einen bis Niedrigwasserhöhe reichenden Steinwurf (Vorlager) gebildet. Das stromseitige Vorlager ist mit einer angemessenen Kiesschicht bedeckt. Die Umgrenzungslinie des abgepflasterten Dammkörpers bildet die eingeschriebene Kurve eines Trapezes, da die scharfen Kanten eines solchen weniger widerstandsfähig gegenüber den Angriffen der Strömung, des von den Dampfern hervorgerufenen Wellenschlages und des Eisstoßes gewesen wären. Fig. 399 zeigt die spätere Bauart dieser Werke, deren Krone tiefer liegt als die der ersten Dämme, um die Ausbildung des Niedrigwasserbettes zu fördern. Neuerdings werden diese niedrigen Werke sogleich künstlich hinterfüllt, da die natürliche Verlandung der abgeschnittenen Stromflächen nicht eintrat, auch durch Querbauten nur unvollkommen zu erreichen war. Deshalb konnten landseitig das Vorlager und die Abpflasterung fortfallen. Fig. 400 zeigt ein sogleich hinterfülltes Leitwerk.

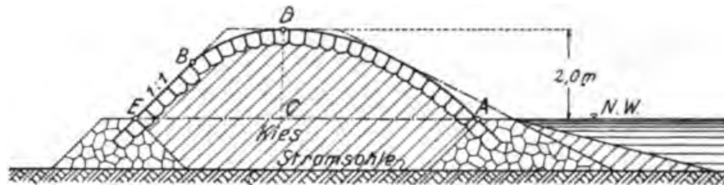


Fig. 398.

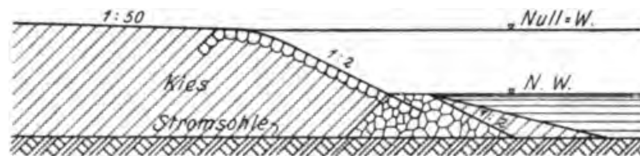
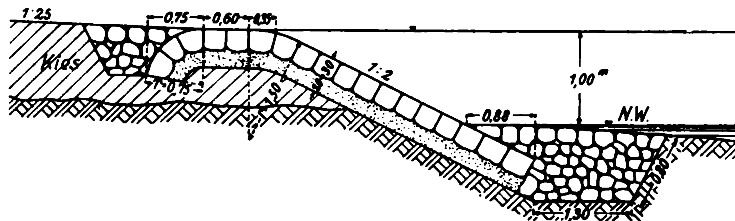


Fig. 399.



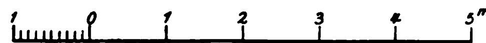
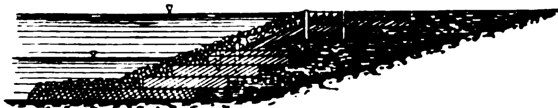


Fig. 400. Querschnitt des Leitwerkes.


Fig. 401.

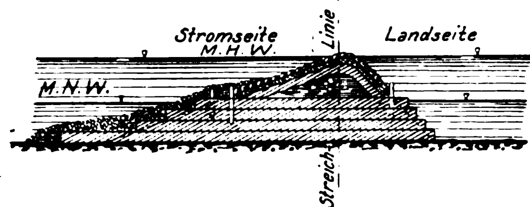


Fig. 402.

Parallelwerke aus Sinkstücken.

Solche empfehlen sich für das Flutgebiet der Ströme, und werden dann, Fig. 401 und 402 für dessen oberen Teil so ausgebildet, daß der Sinkstückunterbau bis zum mittleren Niedrigwasser reicht, so daß der abzupflasternde Packwerkbau in Tidearbeit ausgeführt werden kann.

§ 4. Grundschwellen.

Grundschwellen aus Sinkstücken und solche aus Senkfaschinen: Figur 403a bis d.

Grundschwellen aus Steinschüttungen: Fig. 404a und b.

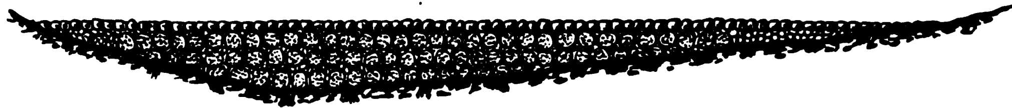


Fig. 403a. Längsschnitt.

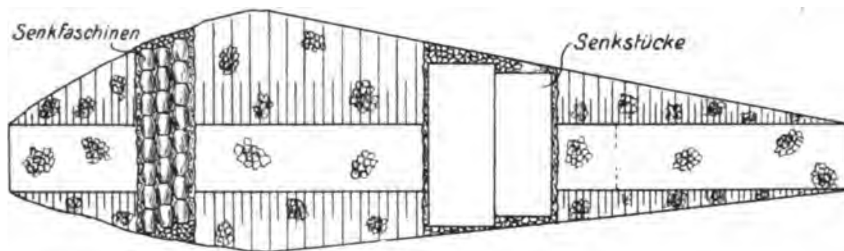


Fig. 403b. Grundriß.

Querschnitt zur Ausführung

mit Senkfaschinen



mit Senkstücken



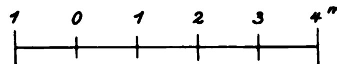


Fig. 403c. Fig. 403d.

Fig. 403a, b, c, d. Weser Grundschwelle.

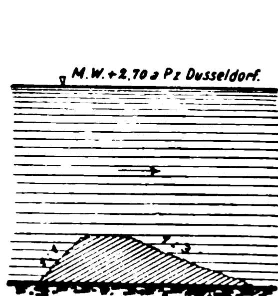


Fig. 404a.
Querschnitt der Grundschwelle.

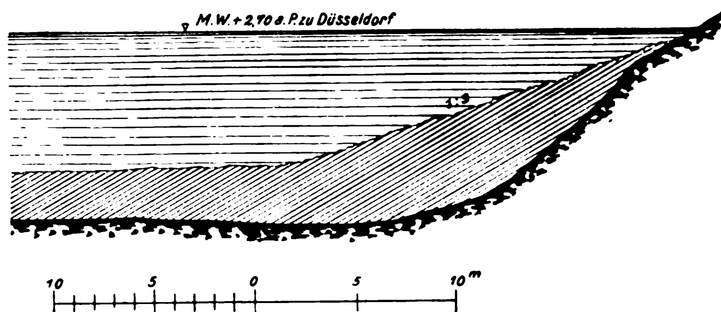


Fig. 404b.
Längsschnitt der Grundschwelle.

Ausgefüllte Grundschwellen, Bauart Stecher [46].

Nach Figuren 405 und 406 werden in Abständen von je 100 m Querschwellen von »Sandsteinhorzeln« — annähernd würfelförmigen Sandsteinen von etwa 25 bis 30 cm

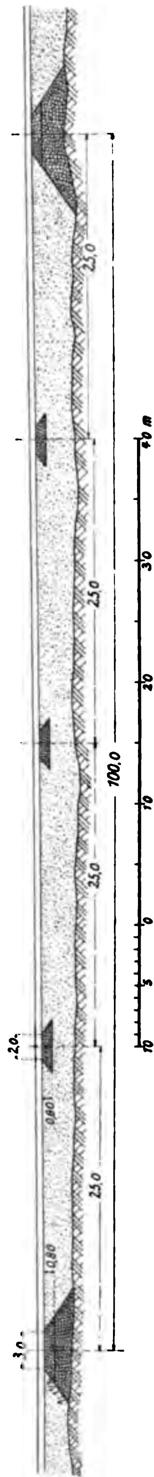


Fig. 405. Längsschnitt durch die Schwellen und die Kiesschüttung.



1. Schüttung der Steinschwellen.
2. Kiesschüttung zwischen den Sandsteinschwellen.
3. Schüttung der Granitschwellen.
4. Kiesschüttung zwischen den Granitschwellen.

Fig. 406. Ausführungsvorgang.

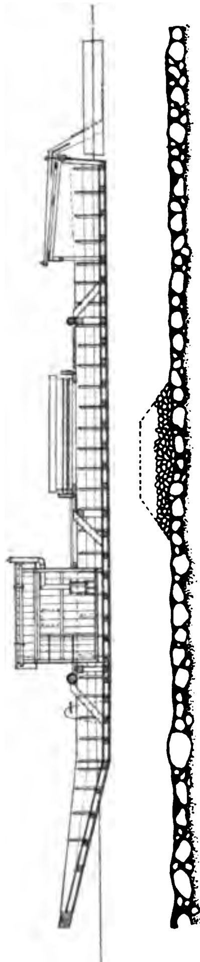


Fig. 407a. Längenschnitt.

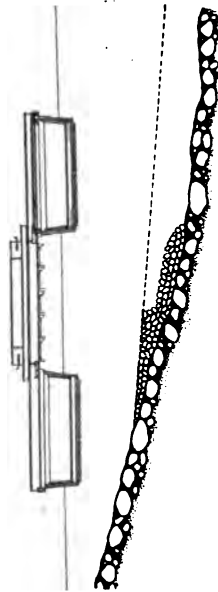


Fig. 407c. Querschnitt.

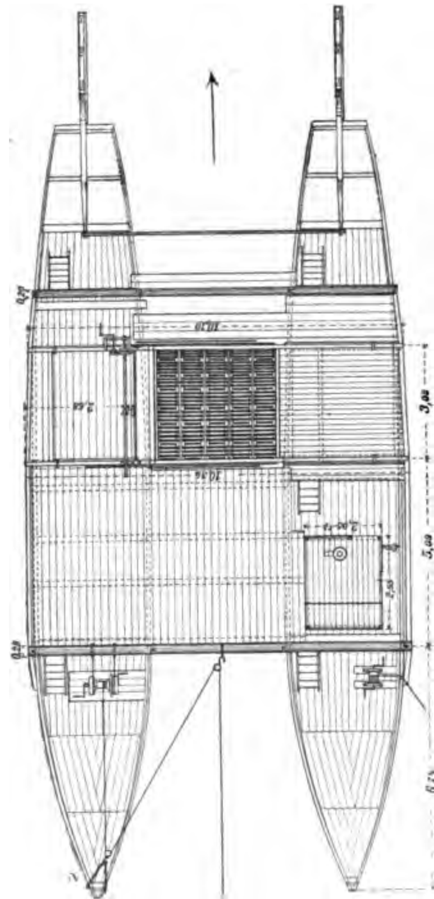


Fig. 407b. Grundriß.

Seitenlänge — geschüttet, deren Oberfläche 0,8 m unter der Sohle der herzustellenden Rinne liegt. Die Zwischenräume dieser Schwellen werden mit Baggergut, grobem Flußschotter, ausgefüllt. Nach Ablagerung des Schotters werden in Abständen von je 25 m auf die Sandsteinschwellen und die dazwischen liegende Schotterschicht Schwellen aus Granitbruchsteinen von 20 bis 30 cm Seitenlänge aufgebracht und schließlich die Zwischenräume dieser 0,8 m hohen Schwellen mit Baggermassen ausgefüllt. — Diese Grundschwellen haben sich nachrichtlich sehr gut bewährt.

Bei der Niedrigwasserregelung der sächsischen Elbe wird seit Jahren zur Schüttung von Grundschwellen eine vom Dammeister **Schneider** in Pirna erdachte und in Figuren 407a bis c und 408a bis c dargestellte Schüttvorrichtung verwendet. Sie besteht aus fünf nebeneinander liegenden gleich großen Klappen, die den Boden eines Kastens bilden, in den die Schüttsteine gepackt werden. Jede Klappe besteht aus einem Rost von sich rechtwinklig kreuzenden Winkeleisen. An die beiden Enden des einen Längswinkels sind quadratische Stabeisen genietet, die in Rundeisen endigen, die Drehachse der Klappe bilden und von Flacheisenstäben mit angeschmiedetem Bolzenauge gefaßt werden können. Diese Flacheisenstäbe sind zu beiden Seiten des Rostes zwangläufig an Führungsgestänge angeschlossen, von denen das eine mit einer Hebelvorrichtung, das andere durch eine Kette mit einer Winde verbunden ist, so daß die fünf Rostklappen gleichzeitig heruntergeklappt und wieder geschlossen werden können. Um sie in der geschlossenen Lage zu erhalten, werden die nasenförmigen Enden von Flacheisenstäben durch Hebeldruck unter die hochgezogenen freischwebenden Winkeleisenenden der Rostklappen geschoben. Der Arbeitsvorgang ist der folgende: Die Schüttsteine werden auf die Rostplatten gebracht, sodann wird der Verschluß am Vorgelege der Winde entfernt und die Einrückvorrichtung freigegeben, wodurch die Roste herunterklappen und die Steine abgleiten. Gleitbleche an den Unterseiten der Rostklappen verhindern, daß die Steine an den Verstärkungsblechen der Klappenenden hängen bleiben. Eine Rückhaltekette begrenzt das Durchschwingen der Klappen. Nachdem die Klappen durch Aufwinden der Zugkette und durch Zurückdrücken des Hebels wieder hochgeklappt sind, wird die Einrückvorrichtung durch Zurückdrücken des zugehörigen Hebels geschlossen.

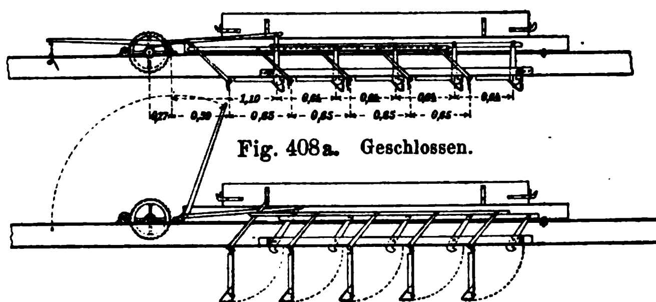


Fig. 408a. Geschlossen.

Fig. 408b. Geöffnet.

Fig. 408a und 408b. Ausrückvorrichtung für die Rostklappen.

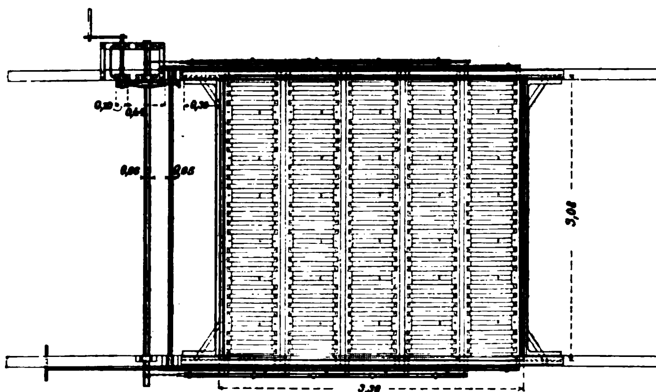


Fig. 408c. Draufsicht auf die geschlossenen Rostklappen.

Auf die fünf Rostklappen können bis zu 6 cbm Steine gepackt werden.

Die Vorrichtung gestattet ein gleichmäßiges Schütten und hat sich durchaus bewährt. Da je nach der Wassertiefe und der Stärke der Strömung die herabsinkenden

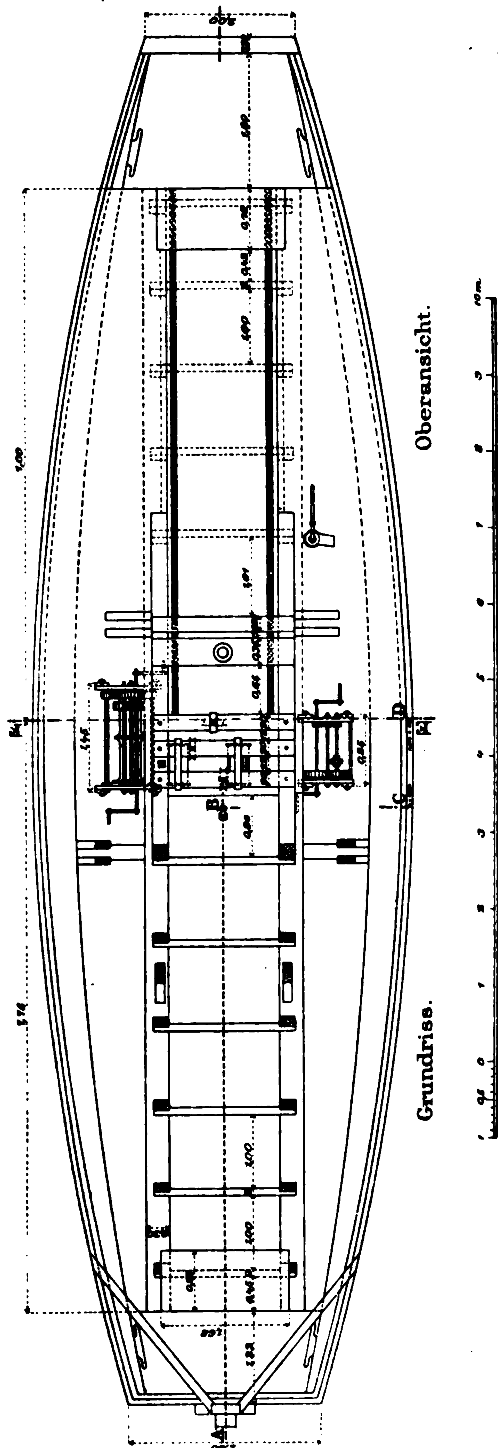


Fig. 409 a.

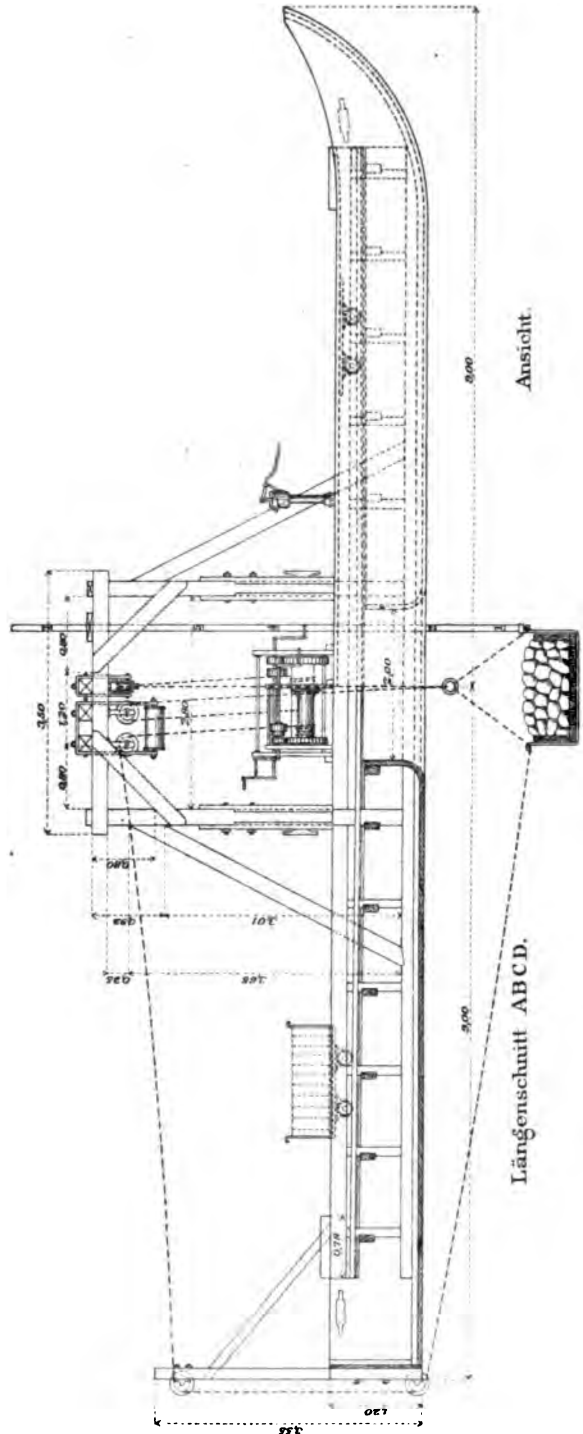


Abb. 4.
Fig. 409 b.

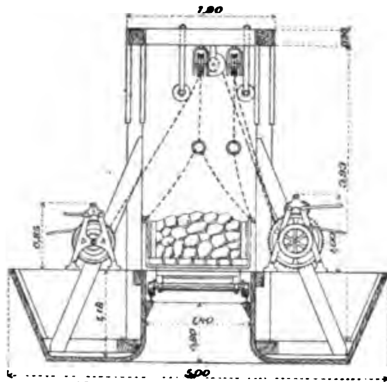


Abb. 3. Querschnitt E F.
Fig. 409c.

Steine mehr oder weniger stromabwärts getrieben werden, so muß das Fahrzeug etwas stromauf von der Baustelle verankert werden. Das betreffende Maß wird vorher durch einfache Versuche mit einem an einen Draht gebundenen Steine ermittelt.

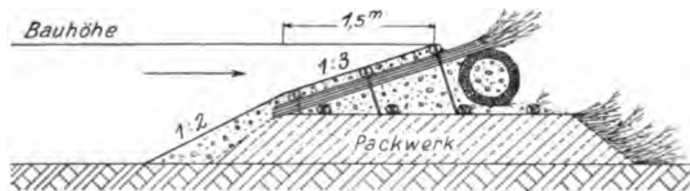
Zur Bedienung der Vorrichtung sind fünf Mann erforderlich.

R. Jasmund berichtet, daß das in Fig. 409a bis c dargestellte Versenkungsgerüst für Schüttsteine, das bei der Rhoneregelung verwendet wird, sich bewährt habe. Von den Versuchen, Schütttrichter zu benutzen, die aus eisernem Lattenwerk hergestellt waren, sei man zurückgekommen. Die Oberfläche der Rhone-Grundschwellen wird unter Taucherglocken oder durch Einzeltaucher eingeebnet, wobei die in der Krone liegenden Steine pflasterartig versetzt werden.

§ 5. Verlandungsbauten als Hilfsbauten.

Querbauten hinter den Parallelwerken.

Sie sind [37] am Anschlusse mit den Parallelwerken um 20 bis 25 cm höher als diese zu legen. Der Parallelbau soll dabei auf eine Länge von mindestens 10 m ober- und unterhalb zum Kopf des Querbaues ansteigen, um eine nachteilige Strömung längs



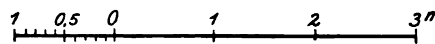


Fig. 410.

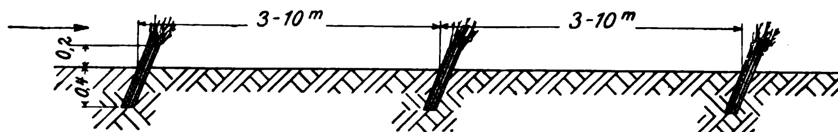




Fig. 411.

Fig. 410 und 411. Obere Donau. Profile für Verlandungs- und Querbauten.

des Querbaues und über den Parallelbau vor dessen Anschluß zu verhindern. Bei mehreren hintereinander liegenden Querbauten müssen diese in ihrer Höhe und gegenseitigen Entfernung dem Gefälle der zu verbauenden Rinne so angepaßt werden, daß alle gleich hoch überstürzt werden und so jeder untere Bau den nächst oberen entlastet.

Fig. 410 zeigt einen Querbau aus Packwerk und Kies von der bayerischen oberen Donau. Die sanft abgeböschte Verkiesung oberhalb des Baues hat sich sehr gut bewährt. Zwischen diesen Bauten werden dann nach Fig. 411 leichtere Verlandungsbauten aus eingesteckten Faschinenbündeln angeordnet.

In Flußstrecken, an denen Weidenholz reichlich vorhanden ist, werden an der mittleren Donau Verlandungsbauten aus kurzen, dünnen Senkfaschinen hergestellt, Fig. 412. Die Faschinen werden in einem kleinen Prahm auf übergelegten Prügeln mit langen Weiden aus freier Hand gebunden und durch Einlegen von Bruchsteinen beschwert. Ist zunächst die Sohle abgedeckt und alsdann durch weiteres Einwerfen solcher Faschinen

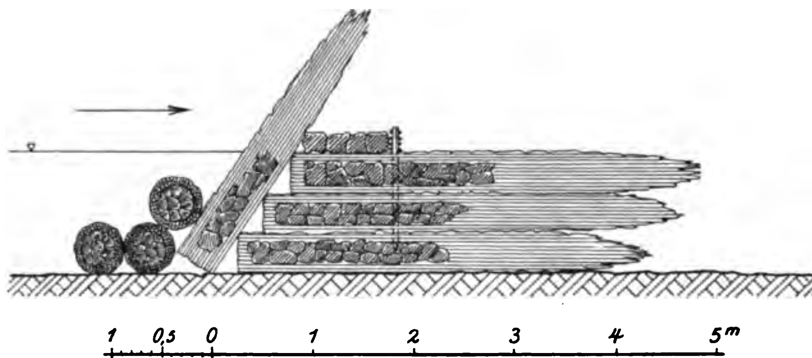


Fig. 412. Mittlere Donau. Normalprofil für Verlandungs- und Querbauten.

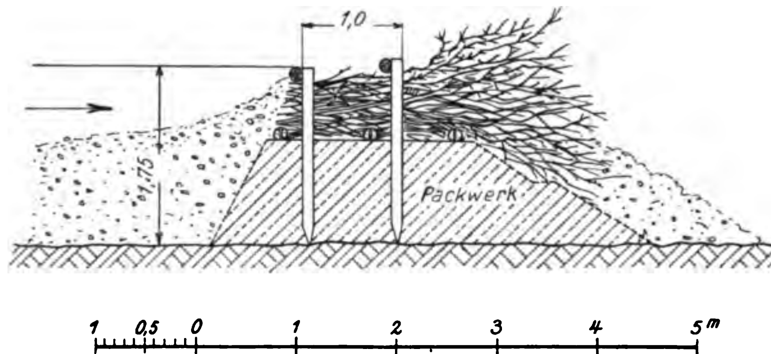


Fig. 413. Unterer Inn. Normalprofil für Verlandungsbauten mit Dornsturzanlagen.

der Wasserspiegel erreicht, so wird eine obere Lage auf den bereits eingelegten Faschinen selbst gebunden und auf diesen ein Flechtzaun mit oder auch ohne Steinberollung angebracht. Vor die obere halbmalige Böschung wird eine dichte Reihe von Faschinen in schräger Richtung eingestellt. Um ihr Ausheben durch die Strömung zu verhindern, werden zwei oder drei etwa 8 m lange mit Kies oder Steinen gefüllte Faschinen in der ganzen Länge des Baues vorgelegt. Diese Bauart hat sich auf Strecken ohne starken Stromanfall durchaus bewährt.

Am unteren Inn werden nach Fig. 413 die Querbauten hinter den Leitwerken in Abständen von 100—300 m aus Packwerk mit Steinabdeckung, abwärts liegendem Sturzbette und mit einer Dornsturzlage hergestellt.

Querbauten zwischen den Buhnen.

Zur Beförderung der Verlandung und Aufschlickung werden in den Buhnenfeldern Flechtzäune, Figuren 414a bis c und 415a bis c, oder auch Schlickfänge aus Faschinen und Senkfaschinen angelegt: Figuren 416 und 417.

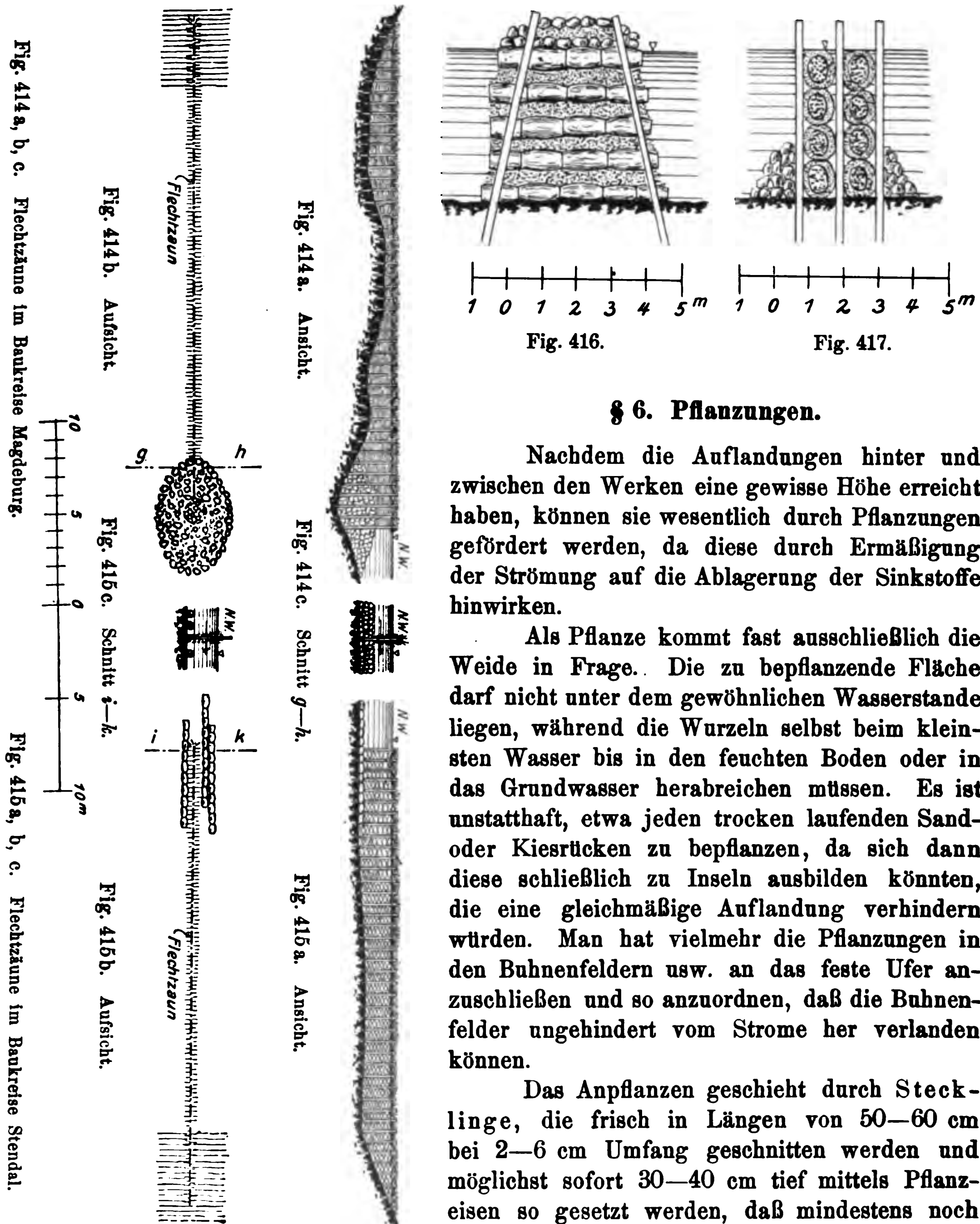


Fig. 414a. Ansicht.

Fig. 414b. Aufsicht.

Fig. 414c. Schnitt g—h.

Fig. 415a. Ansicht.

Fig. 415b. Aufsicht.

Fig. 415c. Schnitt i—k.

Fig. 414a, b, c. Flechtzäune im Baukreise Magdeburg.

Fig. 415a, b, c. Flechtzäune im Baukreise Stendal.

Fig. 416.

Fig. 417.

§ 6. Pflanzungen.

Nachdem die Auflandungen hinter und zwischen den Werken eine gewisse Höhe erreicht haben, können sie wesentlich durch Pflanzungen gefördert werden, da diese durch Ermäßigung der Strömung auf die Ablagerung der Sinkstoffe hinwirken.

Als Pflanze kommt fast ausschließlich die Weide in Frage. Die zu bepflanzende Fläche darf nicht unter dem gewöhnlichen Wasserstande liegen, während die Wurzeln selbst beim kleinsten Wasser bis in den feuchten Boden oder in das Grundwasser herabreichen müssen. Es ist unstatthaft, etwa jeden trocken laufenden Sand- oder Kiesrücken zu bepflanzen, da sich dann diese schließlich zu Inseln ausbilden könnten, die eine gleichmäßige Auflandung verhindern würden. Man hat vielmehr die Pflanzungen in den Buhnenfeldern usw. an das feste Ufer anzuschließen und so anzuordnen, daß die Buhnenfelder ungehindert vom Strome her verlanden können.

Das Anpflanzen geschieht durch Stecklinge, die frisch in Längen von 50—60 cm bei 2—6 cm Umfang geschnitten werden und möglichst sofort 30—40 cm tief mittels Pflanzeisen so gesetzt werden, daß mindestens noch drei grüne Augen an der Luft bleiben. Können

sie nicht sofort verwendet werden, dann ist für Einschlagen im feuchten Boden möglichst im Schatten zu sorgen. Stecklinge dürfen nicht angetrieben in der Saftzeit geliefert werden.

Am vorteilhaftesten ist es, die Stecklinge einzeln zu versetzen. Man pflegt sie dann in Abständen von 0,3 m voneinander so zu stellen, daß sie in drei Reihen Richtungen bilden, die sich unter Winkeln von 60° schneiden.

Bei Reihenpflanzungen erhalten die Reihen, auch wohl Rauschen genannt, da sie bei der Überflutung einen kleinen Stau verursachen, einen gegenseitigen Abstand von 2—2,5 m. Zwischen den Stecklingen einer Reihe verbleibt ein Zwischenraum von 2,5—5 cm.

Bei der Nesterpflanzung werden die Stecklinge an die Ränder kreisförmiger 0,8—1,0 m weiter Löcher angelehnt. Für ein Nest rechnet man etwa 30 Stück Stecklinge. Nach Einsetzen der Stecklinge werden die Nester wieder zugestampft. Die Nester werden nach jeder Richtung in 2—3 m gegenseitigem Abstande angeordnet.

Damit der für die Verlandung wichtige untere Ersatzstrom möglichst ungehindert eintreten kann, sollten die Reihen und Nester nach dem Muster der Fig. 418 angeordnet werden.

So oft der Strauch die für Faschinen erforderliche Länge und Stärke erreicht hat, ist die Pflanzung dicht über dem Boden abzutreiben. Das Abtreiben hat aber früher zu geschehen, wenn bei der genannten Länge der Abflußquerschnitt zu sehr eingeschränkt werden würde.

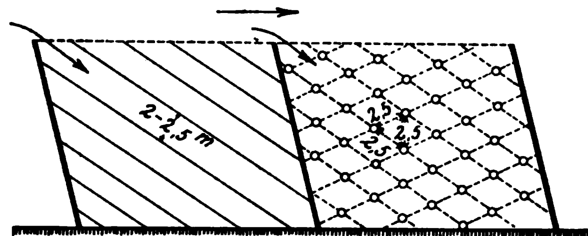


Fig. 418.

E. Sperrbauten (Kupierungen).

Die Sperrbauten zur Abschließung des Nebenarmes einer Flußspaltung müssen mit um so größerer Vorsicht und mit sorgfältigster Erwägung aller möglichen Begleiterscheinungen ausgeführt werden, je stärker die Strömung und je beweglicher die Flußsohle ist.

Ganz allgemein empfiehlt es sich, mit der Deckung der Sohle im ganzen Bereiche des Sperrdammes zu beginnen und insbesondere diese Deckung genügend weit stromab zu führen: nur dann kann eine Auskolkung der Sohle, die durch die auskolkende Wirkung des überstürzenden und auf einen kleinen Querschnitt zusammengedrängten Wassers hervorgerufen wird, vermieden werden.

Die baulichen Maßnahmen sind von der Art der verwendeten Baustoffe abhängig. Bei Steinschüttungen wird man daher zunächst die Sohle mit genügend schweren Steinen in dem gehörigen Umfange abzudecken haben. Auf diese Sohlenlage setzt sich der allmählich zu schüttende Steinkörper auf. Wird letzterer bis über Wasser hinaufgeführt, dann ist er im oberen Teile und auf der Krone abzupflastern. Man gibt ihm stromab eine Böschung von etwa 1 : 4, stromauf eine solche von 1 : 1,5 und eine Kronenbreite von etwa 2—4 m. Daß eine solche Schüttung anfänglich wasserdurchlässig ist, ist nur willkommen, zumal sich die Zwischenräume nach und nach mit den feinen schwebenden Sinkstoffen, die das höhere Wasser heranführt, versetzen werden.

Eine vorherige Abdeckung der Sohle durch Sinkstücke ist nur dann rätlich, wenn es sich um größere Tiefen handelt, so daß die anfängliche Querschnittverkleinerung verhältnismäßig klein ausfällt. Jedenfalls darf man sie erst dann vornehmen, nachdem der Hauptarm so vertieft ist, daß er ohne schädlichen Rückstau die ihm plötzlich zufließende größere Wassermenge abführen kann.

Sonst werden zur Sohlenabdeckung Senkfaschinen und dünne Packwerklagen anzuwenden sein.

Beim Bau aus Packwerk kann man, wenn die Sohlendeckung vorher gelungen ist, gleichzeitig von beiden Ufern aus vorgehen. Es ist aber dabei zu bedenken, daß dann in einem gewissen Zeitpunkte die beiden ausgeworfenen Lagen in Wasserspiegelhöhe einander berühren und unter sich eine dreieckförmige Öffnung *ABC*, Fig. 419, belassen, durch die das Wasser wegen des nunmehr stattfindenden großen Aufstaues mit solcher Gewalt gepreßt wird, daß es unter Umständen unmöglich sein wird, diese Öffnung zu schließen. Man wird daher beim Packwerkbau besser tun, von einem Ufer

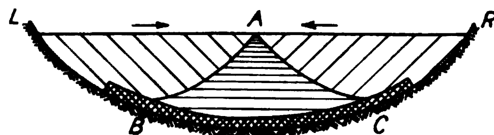


Fig. 419.

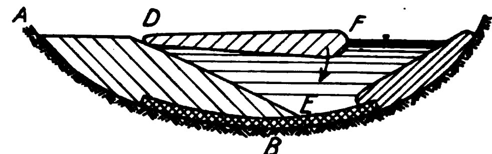


Fig. 420.

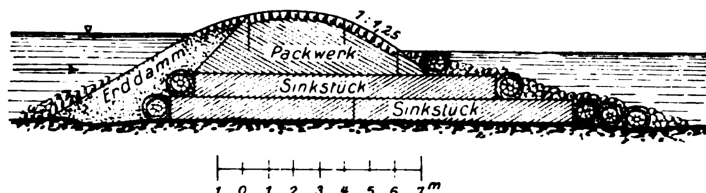


Fig. 421.

aus vorzugehen, aber auch dann erst nach vorheriger Deckung der Sohle (vergl. Fig. 420), in der darstellen *B* die Sohlendeckung, *ADE* die bereits versenkten Lagen, *DF* die zu versenkende Lage.

Fig. 421 stellt den Querschnitt eines größeren Sperrdammes aus Sinkstücken und Packwerk dar.

F. Durchstiche.

Für ihre Ausführung bieten sich zwei Wege dar: entweder wird der Durchstich künstlich in seinem vollen planmäßigen Querschnitte ausgehoben, oder es wird nur in seiner Linie ein Graben gezogen, in den das strömende Wasser so einzuleiten ist, daß er sich selbsttätig, d. h. durch die Spülkraft der Strömung erweitert und vertieft. Beide Wege haben ihre ihnen eigentümlichen Vorzüge und Nachteile. Im ersten Falle wird die Herstellung eines Durchstiches erheblich teurer als im zweiten Falle, dafür wird aber der geplante Erfolg mit Sicherheit und zu dem vorher festgesetzten Zeitpunkte herbeigeführt und die Überlastung der unteren Strecke durch übermäßige Geschiebezufuhr vermieden. Letzterem Nachteil kann allerdings dann wirksam vorgebeugt werden, wenn es gelingt, die aus dem Durchstichgraben abgeschwemmten Bodenmassen unterhalb an

den Stellen zur Ablagerung zu bringen, deren Auflandung sowieso einen Teil des Regelungsentwurfes bildet.

Nun wird man freilich in der Regel zwischen den beiden Wegen nicht insofern frei wählen können, als sich der zweite Weg bei den Strömen des Flachlandes ausschließt, wo wegen der geringen Strömungsgeschwindigkeit dem Wasser die zur Auswaschung des neuen Armes erforderliche Spülkraft fehlt und wo die sehr weitgehende Rücksicht auf die Großschiffahrt eine, wenn auch nur vorübergehende, Verschlechterung des Fahrwassers verbietet, die beim zweiten Wege nie zu vermeiden ist.

Daraus erklärt es sich, daß die selbsttätige Ausbildung der Durchstiche hauptsächlich bei den nicht schiffbaren Gebirgsflüssen in Frage kommt.

In Bayern gelten für Durchstiche die folgenden Vorschriften [37]:

»Bei Durchstichen an größeren Flüssen erhält der auszugrabende Kanal seine Lage am zweckmäßigsten in der Mitte zwischen den Normallinien und zwar in Kurven etwas näher an der konvexen Seite, weil diese weniger leicht in Abbruch kommt als die konkave, dann bei verschiedenen Bodenarten näher an der härteren.

An kleineren Flüssen, vorzüglich dann, wenn der Durchstich eine Kiesbank durchschneidet, und wenn wegen der voraussichtlich leichten Überbrechung der künftigen Ufer die Anlage von Schutzbauten vor Eröffnung des Durchstiches nicht umgangen werden kann, wird der Durchstichsgraben an eine zu schützende Normallinie gelegt; häufig bildet sich jedoch in diesem Falle vor dem geschützten Ufer während der Erweiterung des Durchstiches eine beträchtlich größere Tiefe aus, als sie der fertige Flußschlauch erfordert, und es ist daher der Schutz des Ufers mit größeren Kosten verbunden.

Andererseits bewirkt die seitliche Lage des Durchstichgrabens infolge des nur einseitigen Abbruches eine mehr regelmäßige, ohne Störung verlaufende Ausbildung des neuen Flußlaufes und es wird dadurch das Serpentinieren des Stromstriches während der Ausbildung verhindert.

Die Hilfsbauten, die sogenannten Schöpfwerke, sowie die Zuschlußbauten sind, wo möglich, wegen einstiger Benützung als Uferbauten in der Richtung der Normallinie herzustellen. — —

Die Weite des Durchstichgrabens bestimmt sich mit Rücksicht auf die Normalbreite des Flusses, die Höhe des Terrains, das Gefäll im Durchstich und die Festigkeit des Erdreiches und soll unter den günstigsten Verhältnissen an der Sohle wenigstens den zehnten Teil der Normalbreite betragen.

Die Ausgrabung hat von unten nach aufwärts bis zum Anfang des Durchstiches so tief als möglich stattzufinden und wird bei Kiesboden zuerst durchaus bis auf den Wasserspiegel bewerkstelligt; dann wird in der Mitte des Kanales von unten herauf ein Graben gezogen, in welchem sich das Wasser auf die Höhe des Unterwassers stellt, wodurch ein tieferer Aushub ermöglicht wird.

Finden sich Lettenschichten vor, so sind dieselben in der ganzen Breite des Durchstichkanales bis auf die dem neuen Flußbette zukommende Tiefe auszuheben.

Die durch den Fluß abzubrechende Erdwand ist so steil zu belassen, als sie nach der Beschaffenheit des Erdreiches stehen bleibt.

Wird der Kanal längs der Normallinie, an welcher der Zuschluß- oder Schöpfbau liegt, ausgehoben, so muß das Ufer des Durchstiches auf dieser Seite sofort abgeböscht und geschützt werden.

Dem Flusse bleibt die fernere Erweiterung nur auf der anderen Seite überlassen.

Den Schöpfwerken ist flußaufwärts eine sechs- bis siebenmalige Böschung zu geben.

An Gebirgsflüssen sind die Durchstiche nicht bei Hochwasser, sondern beim mittleren Wasserstande zu eröffnen, damit die ungeschützten Ufer nicht zu schnell in Abbruch kommen und die Durchstiche sich nicht wieder versanden.

Wo Durchstiche in Kies ausgeführt werden, soll eine Quantität guten Materiales zur späteren Verwendung für Senkfaschinen rückwärts von der Normallinie gelagert werden. Die Einlagerung des Abhubmateriales in die Flußschlauchbreite ist, wo möglich, zu vermeiden. Alle Vertiefungen und Rinnen hinter der Normallinie sollen mit dem Aushubmateriale auf gleiche Uferhöhe abgeschlossen werden.

Nach Erfordernis kann die aus dem Durchstichkanal ausgegrabene Erde auch zur Herstellung beiderseitiger Hochwasserdämme Verwendung finden.

Vor der Ausführung von Zuschlüssen müssen unter allen Umständen die beiden Ufer befestigt werden.

Kann der günstige Augenblick für die Überführung des Fahrwassers von dem alten in das neue Flußbett abgewartet werden, ohne auf die Schiffahrt Rücksicht nehmen zu müssen, so genügt in den meisten Fällen die Einlegung einer Grundschwelle aus Parallelsenkstücken und deren Überbauung auf die Höhe des Niederwassers mit Faschinat hinter den vorher vorgeworfenen, eine Schutzwand für die Ausführung desselben bildenden Längssenkstücken.

Die weitere Erhöhung des Zuschlußbaues soll nur in dem Maße vorschreiten, als die Ausbildung des Durchstichkanales und des Fahrwassers in demselben vor sich geht. Hierdurch wird am besten ein Durchbruch vermieden und die Verlandung des alten Flußbettes wesentlich gefördert; beschleunigte hohe Abschlüsse sind der Zerstörung ausgesetzt und verhindern die rasche Verlandung der Altwässer. Erst nach vollständig eingetretenem Verlandungserfolg soll der Zuschluß auf die normale Höhe der Bauten emporgeführt werden.‹

Zur Erläuterung dieser Vorschriften diene noch, daß unter Zuschlußbauten die bei Ausführung von Durchstichen den alten Flußlauf in der Richtung der Normallinie durchschneidenden Hilfsbauten (Parallelwerke) verstanden werden. In ihrer ersten Anlage zwecks augenblicklichen Schutzes der Flußsohle gegen größere Austiefung als eineinfache oder doppelte Abdeckung der Sohle aus Senkfaschinen hergestellt, werden diese Hilfsbauten auch Schwellen genannt. Schöpfwerke oder Schöpfköpfe dienen bei Durchstichsanlagen zur förderlichen Einleitung der Hauptwassermasse in den neuen Flußlauf und bestehen hauptsächlich in der Verstärkung des flußaufwärts gerichteten Bauendes des unteren Vorbaues von Zuschlußbauten oder in kurzen buhnenartigen Ansatzbauten an jene Bauteile unter hinreichend starker Versicherung des Vorfußes.

Die Zuschlußbauten werden in der Regel entweder so hergestellt, daß längs der abzuschließenden Öffnungen ein Gerüst auf eingerammten Pfählen errichtet wird, von dem aus die Sinkwalzen parallel zur Richtung der Streichlinie eingeworfen werden, oder so, daß in die kürzeren Öffnungen von den beiden Bauenden aus die Sinkwalzen ohne Rüstung senkrecht zum Stromstriche eingeworfen werden.

Es werden häufig in den Zuschlußbauten Öffnungen belassen, die lediglich zur Verlandung — Ausleerung der Geschiebe in das alte Bett — dienen und die erst nach erfolgter Auflandung der Altwässer geschlossen werden.

Abweichend von diesem Verfahren zeigen Figuren 422 bis 424 eine Ausführung von Lech, bei der die zur Deckung der Flußsohle eingebrachten Sinkwalzen von einer auf Schiffen stehenden Rüstung aus eingeworfen wurden. Die Zeichnungen bedürfen keiner besonderen Erläuterung.

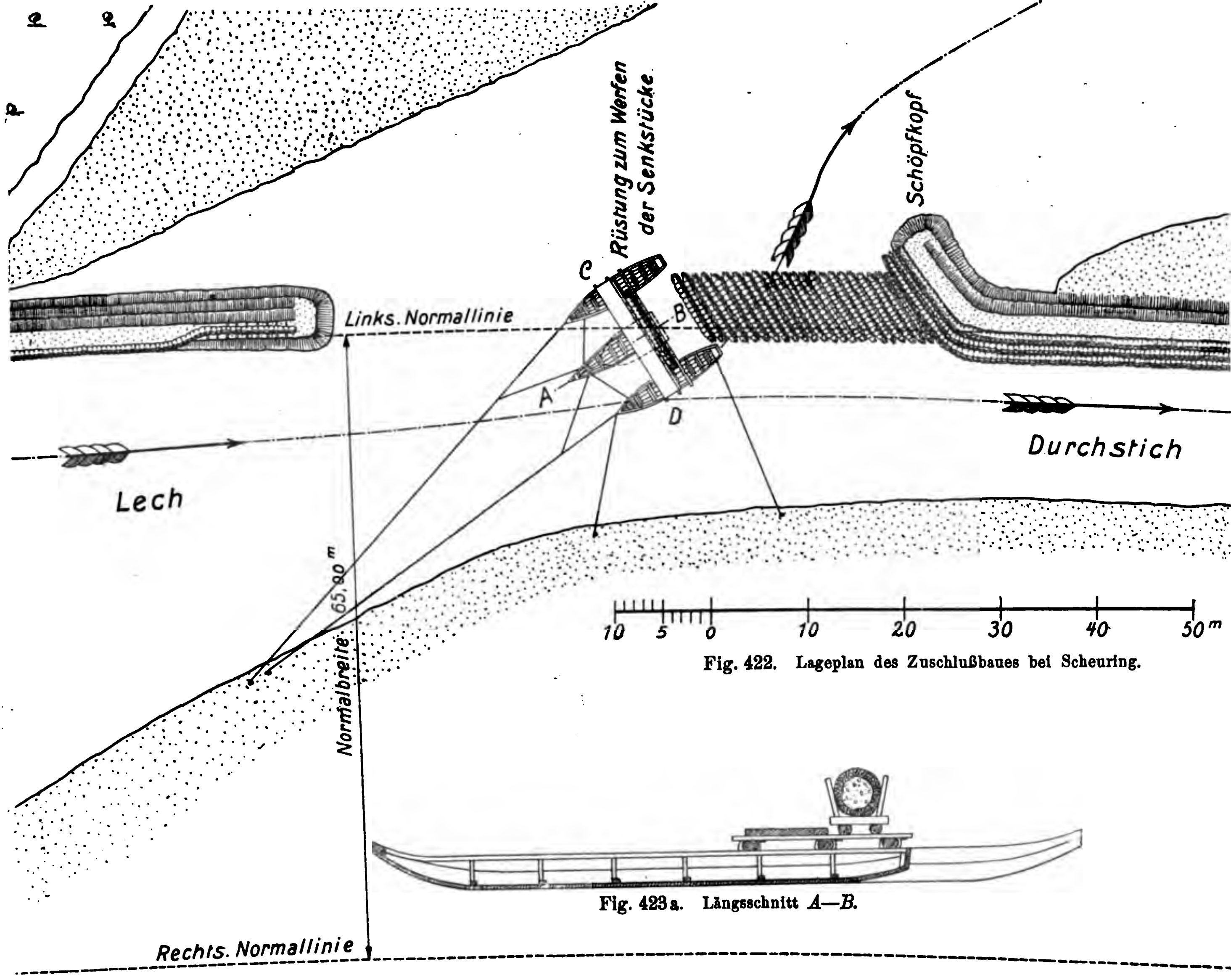


Fig. 422. Lageplan des Zuschlußbaues bei Scheuring.

Fig. 423a. Längsschnitt A—B.

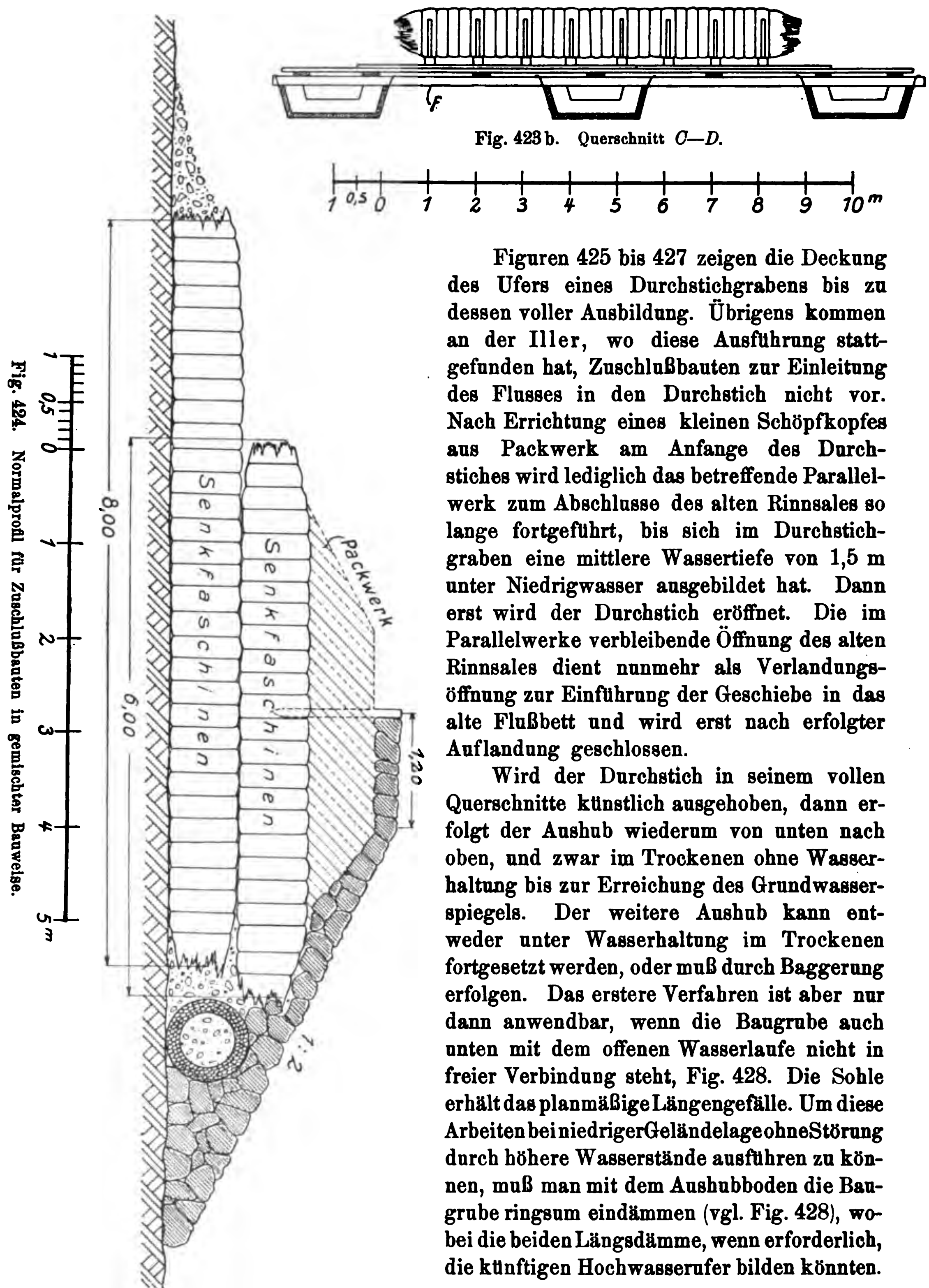


Fig. 423 b. Querschnitt C—D.

Fig. 424. Normalprofil für Zuschlußbauten in gemischter Bauweise.

Figuren 425 bis 427 zeigen die Deckung des Ufers eines Durchstichgrabens bis zu dessen voller Ausbildung. Übrigens kommen an der Iller, wo diese Ausführung stattgefunden hat, Zuschlußbauten zur Einleitung des Flusses in den Durchstich nicht vor. Nach Errichtung eines kleinen Schöpfkopfes aus Packwerk am Anfange des Durchstiches wird lediglich das betreffende Parallelwerk zum Abschlusse des alten Rinnsales so lange fortgeführt, bis sich im Durchstichgraben eine mittlere Wassertiefe von 1,5 m unter Niedrigwasser ausgebildet hat. Dann erst wird der Durchstich eröffnet. Die im Parallelwerke verbleibende Öffnung des alten Rinnsales dient nunmehr als Verlandungsöffnung zur Einführung der Geschiebe in das alte Flußbett und wird erst nach erfolgter Auflandung geschlossen.

Wird der Durchstich in seinem vollen Querschnitte künstlich ausgehoben, dann erfolgt der Aushub wiederum von unten nach oben, und zwar im Trockenen ohne Wasserhaltung bis zur Erreichung des Grundwasserspiegels. Der weitere Aushub kann entweder unter Wasserhaltung im Trockenen fortgesetzt werden, oder muß durch Baggerung erfolgen. Das erstere Verfahren ist aber nur dann anwendbar, wenn die Baugrube auch unten mit dem offenen Wasserlaufe nicht in freier Verbindung steht, Fig. 428. Die Sohle erhält das planmäßige Längengefälle. Um diese Arbeiten bei niedriger Geländelage ohne Störung durch höhere Wasserstände ausführen zu können, muß man mit dem Aushubboden die Baugrube ringsum eindämmen (vgl. Fig. 428), wobei die beiden Längsdämme, wenn erforderlich, die künftigen Hochwasserufer bilden könnten.

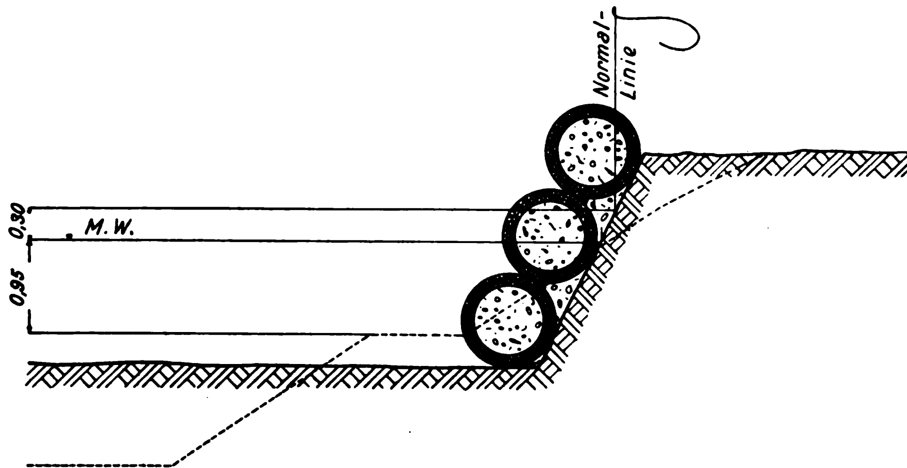


Fig. 425.

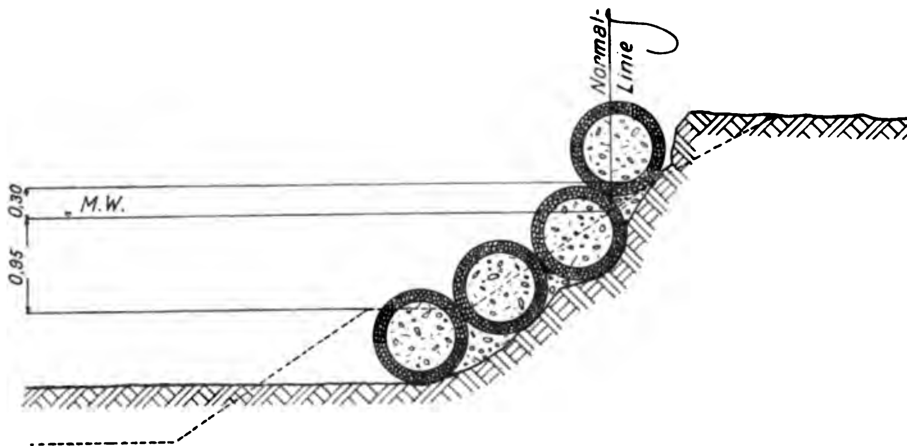


Fig. 426.

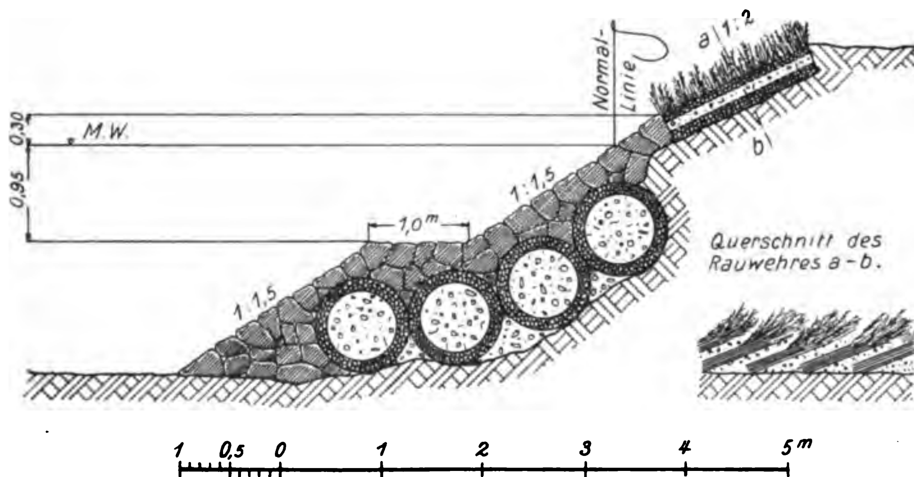


Fig. 427.

Fig. 425, 426 und 427. Normalprofile der Uferdeckwerke in gemischter Bauweise. (Für Durchstiche.)

Nach erfolgtem Aushub ist zunächst der untere Querdamm abzutragen und durch weitere Abgrabung und Baggerung das untere Ende des Durchstiches mit dem offenen Wasserlaufe zu verbinden. Alsdann ist bei tunlichst kleinem Wasser der obere Querdamm abzutragen, der gewachsene Boden daselbst möglichst tief abzugraben und schließlich der noch stehen gebliebene Erdkörper mit einem Graben zu durchstechen. Die selbsttätige Erweiterung und Vertiefung dieses Grabens durch das einströmende Oberwasser wird um so kräftiger vor sich gehen, je größer die durch den Durchstich herbeigeführte Laufverkürzung ist. Um einer zu weit gehenden Senkung des Oberwassers vorzubeugen, empfiehlt es sich, tunlichst gleichzeitig mit der Durchstechung des oberen Landrückens ein Leitwerk *L*, Fig. 428, in den alten Wasserlauf einzubauen.

Ein hiervon abweichendes Verfahren ist bei der Weichselmündung eingeschlagen worden. Der bei ihrer Regelung [47] in den Jahren 1891 bis 1895 ausgeführte Nehrungsdurchstich, Fig. 429, ist so bemessen, daß er allein imstande ist, den gesamten Eisgang der ungeteilten Weichsel abzuführen. Bei einer Länge von 7,1 km beginnt er mit einer Breite von 250 m, die er auf 2 km Länge beibehält, um dann auf eine weitere Länge von 4,3 km sich allmählich bis auf 400 m zu verbreitern. Diese Verbreiterung ergab sich aus der Notwendigkeit, dem Hochwasser, für dessen Abführung die

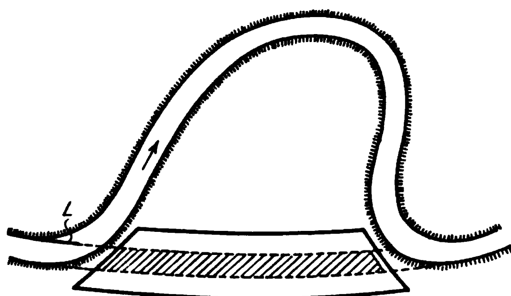


Fig. 428.

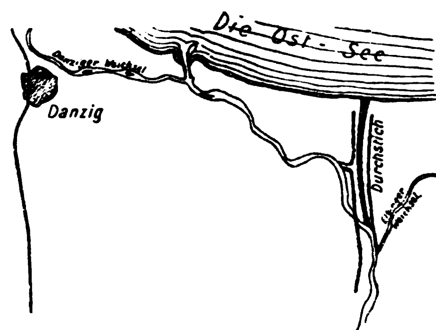


Fig. 429. Übersichtsplan der Weichselmündung.

Vorländer nach der Mündung hin mit der allmählichen Absenkung des Stromspiegels auf den Seespiegel mehr und mehr unfähig werden, im Mittelwasserbett genügenden Raum zu schaffen und den Strom nicht zu zwingen, die erforderliche Querschnittvergrößerung lediglich durch Austiefung herbeizuführen. Um andererseits aber das Vorland soweit wie möglich nach der Mündung zu an der Hochwasserabführung zu beteiligen, mußte es möglichst niedrig gehalten werden und wurde deshalb etwa 1,5 km oberhalb der Mündung bis auf + 1,0 m N. N. herabgeführt. Eine noch tiefere Lage verbot sich, weil häufig die Seewasserstände + 1,0 m N.N. überschreiten, so daß bei noch tiefer liegendem Gelände die Erhaltung einer kräftigen Grasnarbe in Frage gestellt wurde. Der Hochwasserquerschnitt zwischen den beiderseitigen Deichen erhielt eine Breite von 900 m.

Die unter Zugrundelegung einer Hochwassermenge von 9000 cbm/Sek. berechneten Spiegelgefälle und Wassertiefen sind in Fig 430 eingetragen. Die errechneten Geschwindigkeiten der Strömung erwiesen sich als zulässig. Die Bauweise des Durchstiches war davon abhängig, ob und wie weit man die Räumung des in seinen Abmessungen festgestellten Durchstiches dem Strome selbst überlassen könne. Die Bodenuntersuchungen ergaben Ton-, Sand- und Schlickablagerungen in so schnellem und

mannigfaltigem Wechsel und von so verschiedener Stärke und Festigkeit, daß bei der Ausführung von einem oder zwei Leitgräben, die sich selbsttätig erweitern sollten, nur die Entstehung eines unregelmäßig gewundenen Stromschlauches von wechselnder Tiefe erwartet werden konnte. Dazu gesellte sich die Befürchtung, daß während der Ausbildungszeit des neuen Mündungsarmes im alten zu verlassenden Stromlaufe wegen der geringeren Wassermenge erhebliche Sandablagerungen eintreten könnten. Deshalb wurde der Durchstichquerschnitt bis zu 2 m Tiefe unter dem künftigen Mittelwasser, mithin bei der Mündung in die See bis auf 2 m unter N.N. und nach oben hin um 1 : 10000 ansteigend, sogleich in voller Breite ausgegraben und nur die weitere Vertiefung der Strömung überlassen. Nur in dem Bereich der Dünen, wo der Boden aus lockeren Sandmassen besteht, hat man sich auf die Herstellung eines 50 m breiten, mit seiner Sohle bis auf N. N. hinabgehenden mittleren Leitgrabens beschränkt, Fig. 431. Im oberen Teile des Durchstiches setzt sich eine feste Tonschicht noch bis zu etwa 2 m Tiefe unter der Sohle des so geschaffenen Strombettes fort. Um dem Strom deren Abtrieb zu erleichtern, wurde hier in der Mitte des Querschnittes ein 50 m breiter und 1400 m langer, mit seiner Sohle bis zu 4 m unter den künftigen Mittelwasserspiegel hinabreichender Leitgraben ausgehoben, Fig. 432.

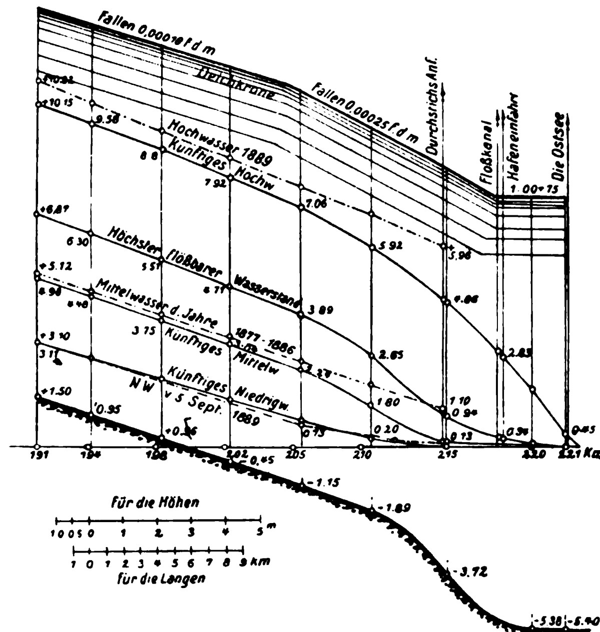


Fig. 430. Wasserspiegelkurven der Weichsel von Dirschau bis zur Ostsee.

Die Ufer des in seiner Breite festgelegten Strombettes, Fig. 433, wurden gegen die zu erwartende kräftige Strömung durch Deckwerke gesichert.

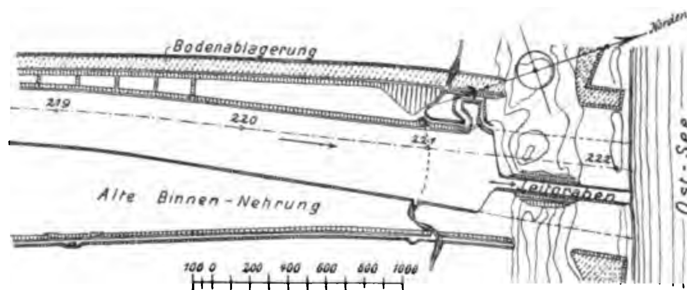


Fig. 431. Regulierung der Weichselmündung. Lageplan.

Das linke einbuchtende Ufer erhielt ein besonders starkes Steindeckwerk, Fig. 434, das gleichzeitig mit den Erdarbeiten ausgeführt wurde und dessen Fuß noch 3 m unter die ausgeschachtete Durchstichsohle, mithin bis zu 5 m unter Mittelwasser hinabreicht. Im unteren Teile das Durchstiches, wo die Stromsohle vorzugsweise aus Sandboden besteht, ist die unterste Sinkstücklage noch um 10 m verbreitert.

Der für das Deckwerk ausgehobene Graben ist bis zur Sohlenhöhe des Durchstiches mit schwerem Boden wieder zugefüllt worden, um bei der Eröffnung den Strom

abzuhalten, sich mit zu großer Gewalt in diese bereits vorhandene Rinne hinein zu legen.

Das rechte Ufer wurde, Figuren 435 bis 437, in wesentlich leichterer Bauart abgedeckt, weil es einmal als ausbuchtendes Ufer geringeren Angriffen durch die Strömung und den Eisgang ausgesetzt ist als das linke Ufer und weil, falls sich eine spätere Verbreiterung des neuen Armes als erforderlich herausstellen sollte, dieser durch kostspielige Werke nicht vorgegriffen sein würde.

Nach Fertigstellung des Aushubes des Durchstiches, der unter künstlicher Wasserhaltung erfolgt war, wurde der Stromdeich am oberen Ende des neuen

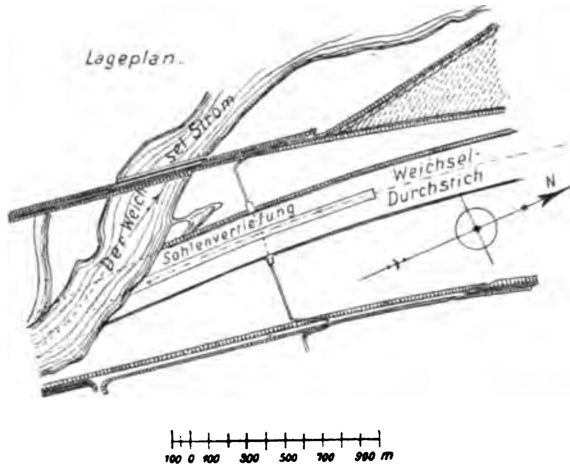


Fig. 432. Regulierung der Weichselmündung.

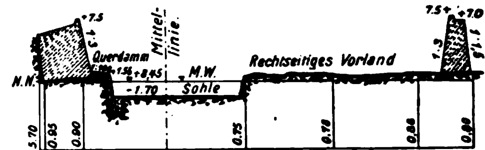


Fig. 433. Querschnitt in St. 219 + 00.

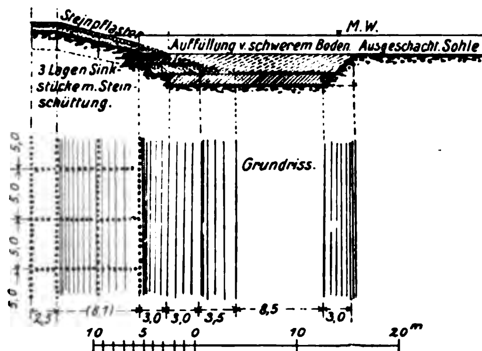


Fig. 434. Linksseitiges Uferdeckwerk.

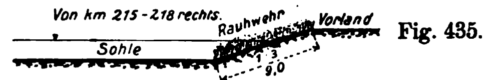


Fig. 435.

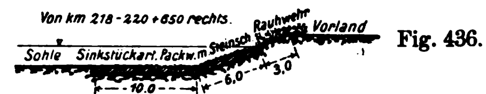


Fig. 436.

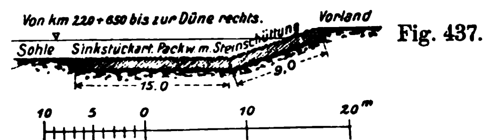


Fig. 437.

Fig. 435, 436 und 437. Rechtsseitige Uferdeckwerke.

Stromlaufes beseitigt, indem zunächst nur ein niedriger Damm zum Schutze gegen etwaiges Sommerhochwasser stehen blieb.

Dann wurde auch dieser Damm nach der Weichsel hin durchstochen und die Baugrube mit Wasser gefüllt. Mehrere Naßbagger bewirkten die restliche Erweiterung und Vertiefung des Abmündungsquerschnittes. Nunmehr wurde die Weichsel nur durch einen im Dünengraben stehen gebliebenen, mit seiner Krone auf + 6 m N.N. hinaufreichenden Deich davon abgehalten, schon jetzt ihren Weg durch die neue Mündung zur See zu nehmen.

Der Verschlußdamm in der Düne wurde im Frühjahre 1895 unmittelbar nach dem Eisgange bei dem diesem folgenden Hochwasser durchstochen: bereits 16 Stunden nach der Durchstechung war der Dünen-Leitgraben durch die auftretende gewaltige Strömung auf 300 m erweitert, entsprechend einer Förderleistung des Stromes von etwa zwei Millionen Kubikmetern während dieser Zeit.

Im folgenden Sommer wurden die beiden alten Stromarme verschlossen.

G. Gang der Ausführungen.

Die Art der Ausführung ist gerade bei Flußregelungen von so großem Einflusse auf den Erfolg der Bauten, ja auf das Gelingen des ganzen Werkes und nicht zuletzt auf die Baukosten, daß sie mit der größten Sorgfalt erwogen werden muß. Ebenso wie man durch geschickte Vorkehrungen die Stromkraft sich dienstbar machen und die Arbeiten erleichtern und fördern kann, können die Arbeiten durch falsche Behandlung des Stromes maßlos gehemmt, ja unmöglich gemacht werden. Nun lassen sich zwar nicht allgemeine Regeln darüber aufstellen, in welcher Reihenfolge die einzelnen Werke eines Regelungsplanes auszuführen sind: andere Verhältnisse werden andere Maßnahmen bedingen. Aber selbst bei genauer Kenntnis der örtlichen Verhältnisse wird man von einem aufgestellten Arbeitsplane abweichen müssen, wenn sich während der Bauausführungen Stromverhältnisse ausbilden, für die jener nicht mehr paßt. Dem ausführenden Ingenieur sollte daher grundsätzlich eine genügende Bewegungsfreiheit gelassen werden. Ist er, was ja nötig, erfahren, dann wird er die Ausführung langsam und unter stetiger Anpassung an die eingetretenen Veränderungen sowie unter stetiger Benutzung dieser bewirken.

Bei schiffbaren Wasserläufen ist in erster Linie darauf zu achten, daß das Fahrwasser, auch nicht vorübergehend, gegen früher nicht verschlechtert, vielmehr nach Möglichkeit verbessert werde. Auch das spricht für ein langsames, nicht übereiltes, Vorgehen. Man hat zwar in manchen Fällen durch ein gewaltsames und schnelles Vorgehen in kurzer Zeit sehr in die Augen fallende örtliche Verbesserungen herbeigeführt: wenn man aber genauer zusieht und die Wirkungen einige Jahre hindurch aufmerksam verfolgt, dann werden sich an anderen Stellen Schäden zeigen, die lediglich auf die gewaltsame und übereilige Behandlung des Stromes zurückzuführen sind. Wenn aber solche Schäden sich nicht einstellen, dann ist damit durchaus nicht der Beweis für die Richtigkeit des Vorgehens erbracht: man würde vielleicht mit einem langsameren Vorgehen den gleichen Erfolg mit viel geringeren Kosten erreicht haben.

Will man eine Stromregelung mit dem geringsten Kostenaufwande ausführen, dann muß man das dem fließenden Wasser innewohnende Arbeitsvermögen möglichst zur Herbeiführung der beabsichtigten Erfolge benutzen, d. h. den Strom selbst die langsame Umgestaltung seines Bettes bewirken lassen und diese seine Arbeit durch die Bauten nur regeln und zweckentsprechend leiten.

Wo aber der verbesserte Zustand möglichst bald eintreten soll — die Schiffahrt könnte zu einer solchen Forderung zwingen — dann wird man, allerdings unter Aufwendung größerer Kosten, die Wirkung der Bauten durch Baggerung beschleunigen können: jene sichern dann den dauernden Erfolg dieser.

Wie — allerdings bei großem Arbeitsvermögen des Flusses und beweglichem Bette — mit verhältnismäßig einfachen Mitteln und ohne kostspielige, den Fluß zu Gewalttätigkeiten herausfordernde Anlagen bedeutsame Verbesserungen erzielt werden können, möge nach [37] an dem Beispiele der Ablenkung der Isar bei Zulling nachgewiesen werden, Fig. 438 bis 440.

Um einem bei A, Fig. 438, aufgetretenen bedrohlichen Ufereinbruche der Isar ohne kostspielige Uferbauten zu begegnen, wurde die Eigenschaft der Wasserläufe, bei höheren Wasserständen ihre Stromrichtung zugunsten eines geradlinigen Durchbruches bei allzu starken Krümmungen zu verändern, benutzt. Wie aus Fig. 438 ersichtlich, wendet sich bei Hochwasser der Stromstrich von dem Hohlufer ab und verläuft in einer

mehr geradlinigen Richtung. Es wurde nun bei *cc*, Fig. 438, ein Leitwerk gemäß der durch die bestehende rechtsufrige Verlandungsanlage *bb* gegebenen Streichlinie angelegt. Die Arbeiten begannen Ende Februar 1881 damit, daß das Leitwerk *cc* auf 45 m Länge

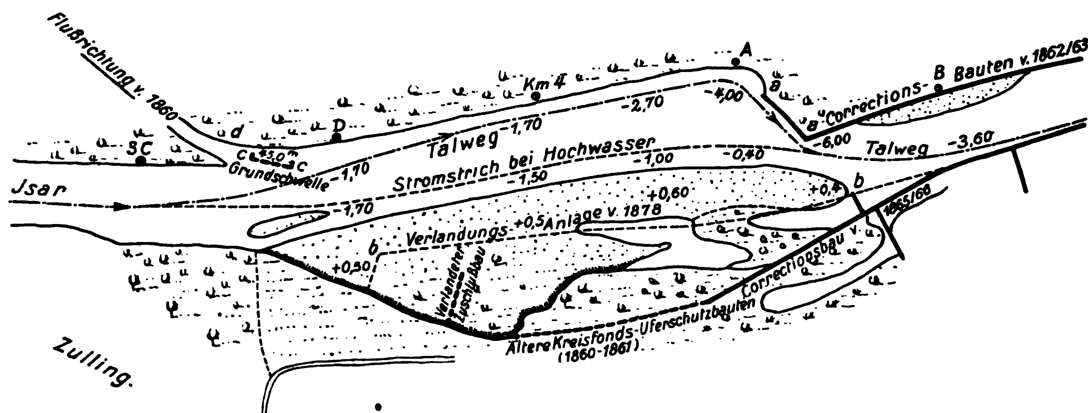


Fig. 438. Lageplan vom Februar 1881.

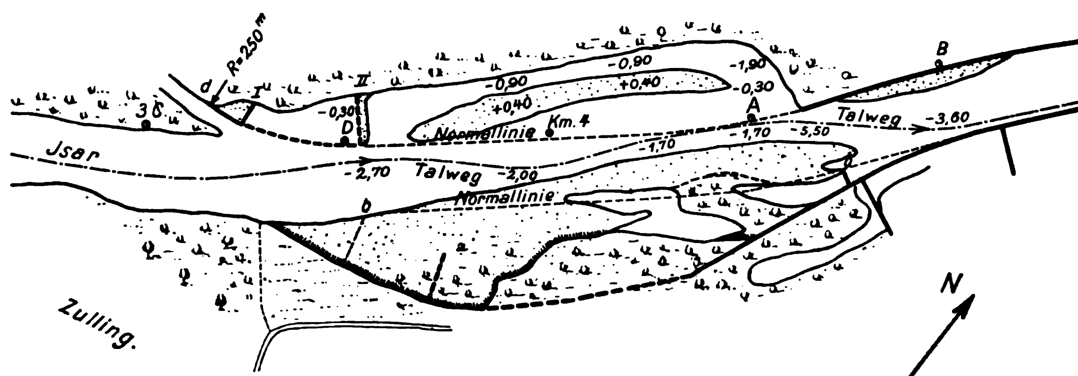


Fig. 439. Lageplan vom September 1881.

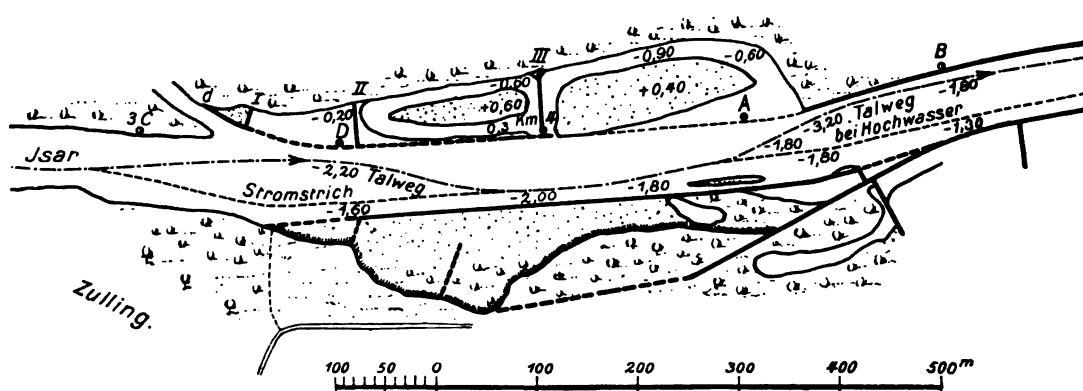


Fig. 440. Lageplan vom Dezember 1882.

Fig. 438, 439, 440. Untere Isar. Korrektion bei Zulling.

als Grundschwelle hergestellt wurde. In diesem Zustande wurde die Bauausführung vom 8. bis zum 15. März 1881 durch ein Hochwasser unterbrochen. Trotz der noch

nicht vollendeten Bauanlage war die Wirkung dieses Hochwassers überraschend günstig. Die Stromrinne am linken Ufer war verkiest und der Talweg nach rechts gegen die Kiesbank verschoben. Bis anfangs April wurde die Grundschwelle verlängert und an sie der Querbau II, Fig. 439, hergestellt. Nach eingetretener Vertiefung der Flußsohle vor dem Grundschwellenbaue wurde dieser durch Vorlage weiterer Senkfaschinen verstärkt und außerdem der Anschluß oberhalb mittels des Querbaues I, Fig. 439, durch seichtes Wasser nachträglich hergestellt.

In diesem Zustande mußten die Bauten wegen des bevorstehenden Eintrittes der Sommerhochwässer (Mai bis Juli) unterbrochen und deren Wirkungen überlassen werden, die in der Bildung einer etwa 300 m langen Kiesablagerung vor dem Ufereinbruche bestanden. Durch diese Ablagerung wurde der Fluß gezwungen, die ihm angewiesene Bahn auszubilden. Gleichzeitig war der Querbau II nach stromab verlandet.

Die nunmehr eintretenden niedrigen Wasserstände des Winters 1881/82 wurden dazu benutzt, die Grundschwelle bis km 4 zu verlängern und den Querbau II mit Packwerk zu hinterbauen.

Während der Ausführung dieser Arbeiten bildeten sich trotz dem sehr niedrigen Wasserstande Kiesablagerungen hinter der niedrig gehaltenen Grundschwellenverlängerung. Deshalb konnte bereits Mitte April 1882, also schon vor Eintritt höherer Wasserstände, der 65,0 m lange Querbau III hergestellt werden.

Aus Fig. 440 ist die durch die Bauten bewirkte weitere Umbildung der Flußstrecke von April bis Dezember 1882 ersichtlich. Bereits im Oktober 1882 fing der nach rechts gedrängte Fluß an, die seit Jahren dort lagernde Kiesbank abzutreiben, bis er das Ufer in der rechtsseitigen Streichlinie erreichte, in der schon im Jahre 1878 eine einfache Verlandungsanlage *bb*, Fig. 439, bestehend aus einem Flechtzaune, ausgeführt war. Schließlich wurde der linksseitige Parallelbau von km 4 bis $4\,A + 20$ m bei etwa 0,30 m Wassertiefe mit einigen Packwerklagen ausgelegt und sein Fuß mit einem Steinwurf gegen eintretende Vertiefung gesichert.

In ähnlicher Weise werden auch an den übrigen bayerischen Gebirgsflüssen unter möglichster Vermeidung von Durchstichen durch allmählich in der Richtung der Streichlinien vorgebaute Längsgrundschwellen ungünstige Stromanfälle abgelenkt und die Kiesbänke an den gegenüberliegenden Ufern abgetrieben, die den Fluß zu Ausschreitungen veranlassen.

H. Hilfsarbeiten.

Es ist bereits wiederholt und eingehend dargelegt worden, daß die Baggerung kein selbständiges Regelungsmittel darstellt, daß sie aber als Hilfsmittel von großem Nutzen sein kann, wenn es sich um die raschere Ausbildung des durch Bauwerke geregelten Stromes handelt. Durch Baggerung kann dem Strome ein großer Teil der ihm obliegenden Arbeit, den neuen Stromlauf zu vertiefen und die alten Arme aufzulanden, abgenommen werden, indem die gebaggerten Bodenmassen in den zu verlandenden Armen abgelagert werden. Hier sind sie durch die Bauwerke den Angriffen der Strömung entzogen. Die Zulegung der Baggerrinnen wird gleichfalls durch die Strombauten dadurch verhindert, daß die Regelungswerke auf eine Vertiefung der Stromrinne hinwirken. Die Baggerung wird also durch den geregelten Strom unterstützt, wie sie selbst dem Strome in seiner Tätigkeit zu Hilfe kommt.

Nur dort, wo das Strombett aus festen Stoffen, wie Ton, Moor usw. besteht, und wo daher auch die verstärkte Stromkraft zur Ausbildung des Bettes unzureichend

ist, werden künstliche Aufräumungen notwendig. Sie werden dann zu einem Regelungsmittel und können, je nach den verschiedenen Umständen, in Baggerungen oder bloßen Auflockerungen durch Pflüge, Kratzmaschinen usw. bestehen. Bei felsigen Untiefen ist ein Sprengen derselben erforderlich.

Einzelne, aus der Sohle des Fahrwassers hervorragende Gegenstände, wie große Steine, Baumstämme, gesunkene Schiffe u. dgl., sind mit besonderen Vorrichtungen künstlich zu heben.

Die Unterhaltungsarbeiten haben sich auf die ordnungsmäßige Instandhaltung der Bauwerke sowie auf die Überwachung der Verlandungen und der Anpflanzungen auf diesen zu erstrecken.

Bei schiffbaren Flüssen ist die Lage der Fahrrinne kenntlich zu machen und zu dem Zwecke, insbesondere nach jedem größeren Hochwasser, aufs neue aufzunehmen.

Benutzte Literatur.

[1] Zentralbl. d. Bauverwaltung 1908, S. 105 und 677.

[2] H. Engels, Versuche über den Reibungswiderstand zwischen strömendem Wasser und Bettsohle. Zeitschrift f. Bauwesen, 1912. (Auch Sonderabdruck Berlin 1912.)

[3] Dubuat, Principes d'hydraulique, Tome I, pag. 97/104. Paris 1816.

[4] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1900, S. 611.

[5] H. Engels, Das Flußbau-Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule in Dresden. Berlin 1900. (Auch Zeitschrift f. Bauwesen, 1900.)

[6] R. Siedek, Die natürlichen Normalprofile der fließenden Gewässer, Zeitschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereines 1902, Nr. 8.

[7] H. Engels, Bis zu welchem Grade kann man durch Regulierung die Schiffbarkeit der Wasserläufe erhöhen? Zivilingenieur, 1893, S. 553.

[8] Alb. van Hecke, La méthode expérimentale appliquée à l'étude de l'hydraulique fluviale et maritime. Louvain et Paris, 1909.

[9] Heinrich Grebenau, Der Rhein vor und nach seiner Regulierung auf der Strecke von der elsässisch-bayerischen Grenze bis Germersheim. Dürkheim a. d. H. 1870.

[10] E. Faber, Über die Verbesserung der Schiffbarkeit des Oberrheins. Deutsche Bauzeitung, 1897, S. 307.

[11] Georg Lavale, Unsere natürlichen Wasserläufe. Hydrotechnische Studien. Herausgegeben von Jakob Rapp. Weilheim 1883.

[12] Jakob Rapp, Die Schiffbarkeit der Donau zwischen Ulm und Kehlheim. Bericht über die IX. Generalversammlung des Vereins für Hebung der Fluß- und Kanalschiffahrt in Bayern.

[13] E. Faber, Studien über die Verbesserung der Schiffbarkeit der Donau von Kehlheim bis nach Ulm. Berlin-Grunewald 1903.

[14] E. Faber, Die Regulierung geschiebeführender Flüsse auf Niederwasser. München 1889.

[15] Memel-, Pregel- und Weichselstrom, Band IV, S. 189. Berlin 1899.

[16] Der Oderstrom, Band III, S. 208. Berlin 1896.

[17] Der Elbestrom, Band III, S. 294. Berlin 1898.

[18] H. Engels, Untersuchungen über die Bettausbildung gerader oder schwach gekrümmter Flußstrecken mit beweglicher Sohle. Berlin 1905. (Auch Zeitschr. f. Bauwesen, 1905.)

[19] Ad. v. Salis, Das schweizerische Wasserbauwesen. Bern 1883.

[20] Korrektion der Flüsse in ihrem untersten Gebiet. Bericht zum V. intern. Schiffahrts-Kongreß. Paris 1892.

[21] J. Dalmann, Über Stromkorrektionen im Flutgebiet. Hamburg 1856.

[22] Löhmann, Die Flutwelle der Tideströme. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereines zu Hannover, 1880, S. 545.

[23] Bazin, Recherches hydrauliques, 2me Partie, pag. 139, Paris 1865.

[24] Unwin, On the movement of water in a tidal river, with reference to the position of sewer outfalls. London 1883. Ferner: Flamant, Hydraulique, 3me Édition, S. 509. Paris 1909.

[25] O. Krümmel, Handbuch der Ozeanographie, 2. Auflage, Band II. Stuttgart 1911.

[26] v. Horn, Einfluß des verschiedenen spezifischen Gewichts von Salz- und Süßwasser auf die Strömungen und die Ablagerung von festen Stoffen in Tideströmen. Annalen der Hydrographie und maritimen Hydrologie, 1909, S. 271. Vergl. a. De Ingenieur, 1908, Nr. 36.
[27] Hübbe, Über die Eigenschaften und das Verhalten des Schlicks. Zeitschr. f. Bauwesen, 1860, S. 491.
[28] XII. intern. Schiffahrts-Kongreß, Philadelphia 1912. 1. Abteilung, 1. Frage. Bericht von de Timonoff und Kleiber. Brüssel 1912.
[29] VIII. intern. Schiffahrts-Kongreß, Paris 1900. Compte rendu des travaux du congrès, S. 195. Paris 1901.
[30] Teubert, Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme durch Regulierung. Berlin 1894.
[31] XII. intern. Schiffahrts-Kongreß, Philadelphia 1912. 1. Abteilung, 1. Frage. Bericht von L. Sympher. Brüssel 1912.
[32] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Auflage, 2. Teil, 1. Band, S. 399. Berlin 1871.
[33] L. Franzius und H. Bücking, Die Korrektion der Unterweser. Leipzig 1895.
[34] v. Horn, Eigenschaften unter dem Einflusse der Gezeiten stehender Flußläufe und deren Regulierung im Interesse der großen Schiffahrt. Annalen der Hydrographie und maritimen Meteorologie, 1911, Heft XI.
[35] H. L. Partiot, Recherches sur les rivières à marée. Paris 1901.
[36] Handbuch der Ing.-Wissensch. 3. Aufl., 3. Band, 3. Abteilung, Leipzig 1900.
[37] Der Wasserbau an den öffentlichen Flüssen im Königreich Bayern. München 1888.
[38] Ludwig Schrader, Der Fluß- und Strombau. Weimar 1887.
[39] H. Engels, Untersuchungen über die Wirkung der Strömung auf sandigen Boden unter dem Einflusse von Querbauten. Zeitschr. f. Bauwesen 1904. — Auch als Sonderdruck erschienen. Berlin 1904.
[40] H. Engels, Steile oder flache Buhnenköpfe? Zeitschr. f. Bauwesen 1906.
[41] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Auflage, 2. Teil, 1. Band, S. 361 und 2. Band, S. 36. Berlin 1871.
[42] Lange, Korrektions-Methoden am Missouri, Zeitschr. f. Bauwesen 1883.
[43] Handbuch d. Ing.-Wissensch., 3. Band, 2. Abteilung, S. 329, Leipzig 1899.
[44] Anton Weber, Über eine Anwendung von Sinkbäumen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, Heft 17, 1905.
[45] A. Wolf, Neuere Strombauten an der Isar. Zeitschr. f. Bauwesen 1886.
[46] Stecher, Neue Bauweise für Stromregelungen an der oberen Elbe. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1906, S. 338.
[47] Zentralbl. d. Bauverwaltung 1895, S. 133.
[48] Die Wildbachverbauung in der Schweiz, 1. Heft, Bern 1890.

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten Zahlen [ ] beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle
251/262	[5], [18]	331/332	[38]	389	[31]
264/265	[19]	333/334	[41]	392/397	[37]
274/280	[26]	335/338	[38]	401/402	[38]
281/282	[27]	342/343	[32]	403	[31]
307	[35]	344/347	[39]	409	Zeitschr. f. Bauwesen, 1900
313/321	[19]	352	[31]	410/413	[37]
322	[48]	353/357	[41]	416/417	[38]
324	[19]	358/360	[37]	421	[38]
325	Handb. d. Baukunde, Abt. III,	361/362	[42]	422/427	[37]
	2. Heft. Berlin 1890	363/371	[44]	429/437	[47]
326/327	[19]	372/380	[45]	438/440	[37]

Vierter Teil.

Wehre, Talsperren und Wasserkraftanlagen.

I. Abschnitt.

Wehre.

A. Begriffsbestimmung, Zweck und Einteilung.

Wehre oder Stauanlagen sind Einbauten in dem Bette oder Tale eines Wasserlaufes, die den Abflußquerschnitt beschränken, der nunmehr zur Abführung der unveränderten Wassermenge eine größere Durchflußgeschwindigkeit verlangt. Das Wasser muß deshalb vor dem Wehre sich so hoch erheben, bis das zur Erzeugung dieser größeren Geschwindigkeit erforderliche Gefälle sich eingestellt hat. Die Erhebung des Wasserspiegels wird Stau genannt. Oberhalb des Wehres liegt das den höheren Spiegel aufweisende Oberwasser, unterhalb des Wehres das in tieferer Lage befindliche Unterwasser. Der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser heißt Stauhöhe.

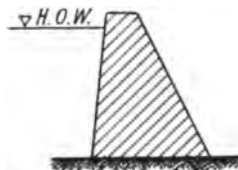


Fig. 441.

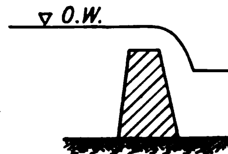


Fig. 442.

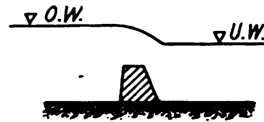


Fig. 443.

Der Stau kann nutzbar gemacht werden für die Zwecke der Industrie (Wasserkraftanlagen), der Landeskultur (Bewässerungen) und der Schiffahrt (Flußkanalisierungen). Gegebenenfalls kann mehreren dieser Zwecke gleichzeitig gedient werden, wenn auch stets die Ausnutzung des Staues für einen dieser Zwecke diejenige für die anderen Zwecke beeinträchtigt.

Die Wehre können nach verschiedenen Gesichtspunkten eingeteilt werden.

Der Höhe nach ergeben sich drei Klassen: die Staudämme, die Stauwehre und die Stauschwellen.

Die Staudämme, Fig. 441, sind dadurch gekennzeichnet, daß ihre Krone dauernd wasserfrei liegt, sich also über den höchsten Oberwasserspiegel erhebt. Die Abführung des stetig zufließenden Wassers erfolgt dann durch besondere Auslaßvorrichtungen. Die Staudämme finden Verwendung als sogenannte Talsperren zur Ausgleichung des Wasserabflusses behufs Abwehr von Hochwasserschäden und Vermehrung des Niedrigwassers im Interesse der Schiffahrt und Reinhaltung der Wasserläufe, ferner zu Wasser-

versorgungen von Ortschaften, zur Speisung von Kanälen und endlich zu Wasserkraftanlagen.

Die Stauwehre oder Überfallwehre, Fig. 442, sind dadurch gekennzeichnet, daß das Wasser dauernd über sie fließt: sie sind die eigentlichen Wehre.

Die Stauschwellen oder Grundwehre, Fig. 443, sind solche Überfallwehre, deren Krone oder Rücken unter der durch den Unterwasserspiegel gelegten Wagerechten liegt: bei ihnen findet ein sogenannter unvollkommener Überfall statt.

Liegt, wie beim Stauwehre, der Wehrrücken über der durch den Unterwasserspiegel gelegten Wagerechten, dann spricht man von einem vollkommenen Überfall.

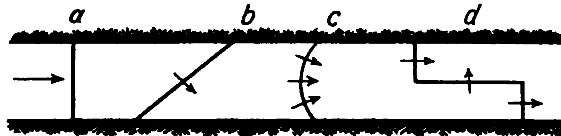


Fig. 444.

Nach der Grundrißanordnung unterscheidet man gerade, schiefe, gekrümmte und gebrochene Wehre, je nachdem, Fig. 444, der Wehrkörper nach a, b, c oder d angelegt ist.

Wenn endlich der Staukörper nur einen Teil der Flußbreite verbaut, wie das z. B. bei einer Buhne der Fall ist, dann hat man ein unvollkommenes Wehr.

B. Wirkung und allgemeine Anordnung.

Der Oberwasserspiegel bildet eine Staukurve, Fig. 445, wegen deren Verlauf und Ermittlung auf den ersten Teil verwiesen wird. Daselbst ist schon gesagt, daß die Stauweite bis dahin gerechnet wird, wo die Erhebung des Stauspiegels über dem ursprünglichen Wasserspiegel noch etwa 1 bis 2 cm beträgt, d. h. wo die durch Wind und Strömung hervorgerufenen Unregelmäßigkeiten der Wasseroberfläche größer sind als der Höhenunterschied der beiden Wasserspiegel. Im Bereiche der Stauweite findet wegen der Abnahme der Strömungsgeschwindigkeit eine Ablagerung der Sinkstoffe statt, so daß vor festen Wehren die Sohle sich erhöht.

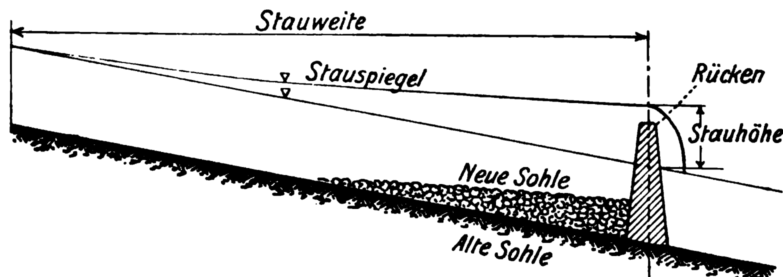


Fig. 445.

Unterhalb des Wehres wird der Unterwasserspiegel nicht verändert, falls die gesamte Wassermenge über das Wehr fließt.

Die durch ein Wehr bewirkte Querschnittbeschränkung ist verhältnismäßig am größten beim kleinsten Wasser und am kleinsten beim größten Wasser, nimmt also mit

steigendem Wasser ab. Daraus folgt, daß bei Anschwellungen das Unterwasser schneller steigt als das Oberwasser, der Stau also mit wachsendem Wasser abnimmt. Diese Vorgänge werden durch Fig. 446 veranschaulicht. Es kann daher ein und dasselbe Wehr bei kleinen Wasserständen als Grundwehr einen vollkommenen, und bei höherem Wasser als Stauwehr einen vollkommenen Überfall bewirken.

Wenn auch der Stau bei Hochwasser am kleinsten ist, so sind doch dann seine Wirkungen in der Regel am meisten fühlbar, da in der Regel die Verhältnisse so liegen werden, daß überhaupt keine oder doch nur eine mäßige Erhöhung des Hochwasserspiegels statthaft ist. Im ersteren Falle muß ein bewegliches, vor Eintritt des Hochwassers ganz zu beseitigendes Wehr errichtet werden, während im zweiten Falle mit einer nur teilweisen Beseitigung des Wehres der Hochwasserspiegel nach Bedarf gesenkt werden kann. Es werden dann in dem Wehrkörper verschließbare Öffnungen zur Abführung des Hochwassers, sogenannte Schleusen, angebracht, die, wenn sie in Verbindung mit festen Wehren vorkommen, auch Freiarchen oder Freischleusen genannt werden und dann die Bezeichnung Grundablaß erhalten, wenn sie bis zur Flußsohle hinabreichen. Die Freischleusen können auch durch bewegliche Aufsätze auf einen festen Wehrkörper ersetzt werden.

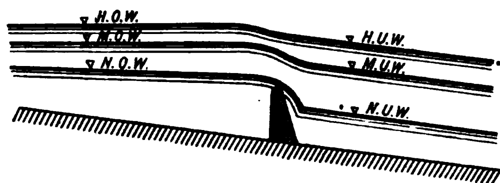


Fig. 446.

Da die Länge des Wehrrückens, unter Länge wird die Abmessung quer zur Strömungsrichtung verstanden, und seine Höhenlage die Abführung des Wassers und die Stauhöhe wesentlich beeinflussen, so darf der Besitzer einer Stauanlage den Wehrrücken nicht willkürlich verändern. Bei der behördlichen Genehmigung einer Stauanlage werden nicht nur Länge und Höhenlage des Wehrrückens genau vorgeschrieben und durch Anschluß an mindestens zwei namhaft gemachte Höhenfestpunkte die Prüfungen der letzteren ermöglicht, sondern es wird auch dem Wehrbesitzer aufgegeben, bei welchem Oberwasserstande er die Freiarche zu öffnen, zu »ziehen« hat, wann er »Freiwasser« zu geben hat, um einen zu hohen Aufstau zu verhindern, der wohl in des Besitzers Interesse, aber nicht in dem seines »Oberliegers« liegen würde. Zu dem Ende ist im Oberwasser ein sogenannter Markpfahl, auch Stauziel genannt, ein starker Eichenpfahl von quadratischem Querschnitte, einzurammen, genau in Höhe des zulässigen Oberwasserspiegels abzuschneiden und mit einer Metallhaube abzudecken. Oder aber es wird am Mauerwerke der Stauanlage als Eichmarke eine gußeiserne Platte mit einem für die Stauhöhe maßgebenden Querstriche mittels Holzdübel und Steinschrauben befestigt. Die befestigten Schraubenköpfe erhalten eine Bleifüllung, die amtlich gestempelt wird, so daß ohne Verletzung des Stempels die Eichmarke nicht versetzt werden kann.

C. Berechnung der Wirkungen von Stauanlagen.

Die Wirkungen von Stauanlagen werden mit Hilfe der im Zweiten Teile, III. Abschnitt, E, entwickelten Gleichungen berechnet. Eine übermäßige Genauigkeit in der Zahlenrechnung ist unnütz, da die Gleichungen wegen des Vorkommens der unsicheren μ-Werte nur Näherungsgrößen ergeben können. Man rechne für Wehre ohne schroffe seitliche Einschnürung des zufließenden Wassers für abgerundete Wehrrücken $\mu = 0{,}83$, für eckige Wehrrücken $\mu = 0{,}68$.

Bei dem Entwerfen einer Stauanlage sind die durch sie herbeigeführten Veränderungen des Oberwasserspiegels zu berechnen oder die Stauhöhe und Stauweite oder allgemein die Staukurve zu bestimmen. Nur wenn oberhalb des Wehres eine gewisse Wassermenge seitlich abgeführt wird, muß sich die Berechnung auch auf die dadurch eintretende Veränderung des Unterwasserspiegels erstrecken.

Meistens ist die Aufgabe so gestellt, daß mit einer vorgeschriebenen Stauhöhe die Wehrhöhe zu bestimmen ist. Dann ergeben sich vier Möglichkeiten, je nachdem ein Überfallwehr, ein Grundwehr, ein unvollkommenes Wehr oder ein Grundablaß in Frage kommt.

§ 1. Überfallwehr. (Fig. 447.)

Gegeben: Wassermenge Q in cbm/Sek., h_1, t, b; $v = \frac{Q}{(t + h_1) b}$, $k = \frac{v^2}{2g}$.

Gesucht: Wehrhöhe x.

Zunächst ist durch eine Versuchsrechnung mit einem Wehre, dessen Krone genau in Unterwasserspiegelhöhe liegt, also mit $x = a$ zu ermitteln, ob ein Überfall- oder Grundwehr anzuordnen ist. Man erhält dann die überfließende Wassermenge nach Gl. (39), S. 295, aus:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right].$$

Nunmehr ergeben sich drei Möglichkeiten:

$$Q_1 > Q, \quad Q_1 = Q \text{ und } Q_1 < Q.$$

Im ersteren Falle fließt über das angenommene Wehr zu viel Wasser, der verlangte Stau würde nicht erreicht werden: die Wehrkrone muß gehoben, d. h. es muß ein Überfallwehr angeordnet werden.

Im zweiten Falle würde die angenommene Wehrhöhe auch die gesuchte sein.

Im dritten Falle endlich würde zu wenig Wasser über das Wehr fließen, der eintretende Stau würde zu groß werden: die Wehrkrone muß gesenkt, d. h. es muß ein Grundwehr errichtet werden.

Es ergebe sich zunächst $Q_1 > Q$.

Alsdann wird, Fig. 447,

$$Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right].$$

Somit

$$h = \left(\frac{\frac{3}{2} Q}{\mu b \sqrt{2g}} + k^{\frac{3}{2}}\right)^{\frac{2}{3}} - k$$

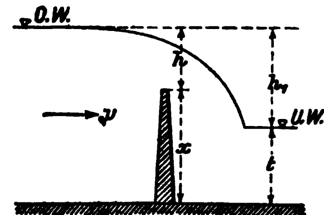


Fig. 447.

und die gesuchte Wehrhöhe

$$x = t + h_1 - h.$$

Ist bei größerem Aufstau die Geschwindigkeit v, mit der das Wasser dem Wehre zufließt, klein, dann wird die Größe $k = \frac{v^2}{2g}$ erst recht klein, so daß sie ohne nennenswerten Fehler um so mehr vernachlässigt werden kann, als wegen des Vorkommens des unsicheren Beiwertes μ diesen Rechnungen ohnehin keine große Genauigkeit zukommt.

Bei Vernachlässigung von k wird

$$x = t + h_1 - \left(\frac{\frac{3}{2} Q}{\mu b \sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

§ 2. Grundwehr.

Ergibt sich, für $x = t$, $Q_1 < Q$, dann ist die Rechnung für ein Grundwehr, Fig. 448, zu wiederholen.

Die über ein Grundwehr fließende Wassermenge läßt sich in zwei Schichten zerlegen, eine obere von der Höhe h_1 und eine untere von der Höhe $(h - h_1)$.

Die obere Schicht fließt ab unter einer oberen Druckhöhe k und einer unteren $(h_1 + k)$; es ist somit die ihr zukommende Teilwassermenge

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right].$$

Der Abfluß der unteren Schicht vollzieht sich, wegen des Gegendruckes des Unterwassers, unter dem gleichbleibenden Drucke $(h_1 + k)$; somit ist die untere Teilwassermenge

$$Q_2 = \mu b (h - h_1) \sqrt{2g(h_1 + k)}.$$

Die gesamte überfließende Wassermenge wird daher

$$Q = Q_1 + Q_2 = \mu b \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \left[(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + (h - h_1) \sqrt{h_1 + k} \right\}.$$

Bildet das Grundwehr den Unterbau eines beweglichen Wehres mit lotrechten Zwischenpfosten, dann nehme man $\mu = 0{,}63$.

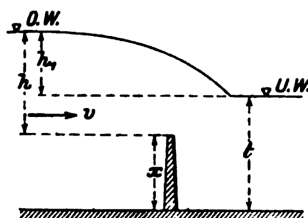


Fig. 448.

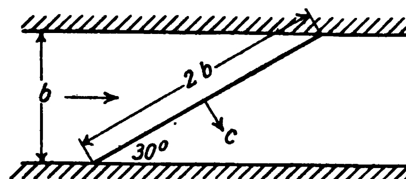


Fig. 449.

Für den Grundablaß mit freier Durchflußöffnung bis zur Flußsohle setze man $\mu = 0{,}80$.

Die gesuchte Wehrhöhe ergibt sich dann zu

$$x = t - \frac{Q}{\mu b \sqrt{2g(h_1 + k)}} + \frac{2}{3} \frac{(h_1 + k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{h_1 + k}}.$$

Ist bei größerem Aufstau v so klein, daß k vernachlässigt werden kann — ein Fall, der allerdings bei Grundwehren weniger häufig vorkommt als bei Überfallwehren — dann wird

$$x = t + \frac{2}{3} h_1 - \frac{Q}{\mu b \sqrt{2g h_1}}.$$

Zahlenbeispiel [1]. Ein Bach von 10 m Breite und 1 m Tiefe, der eine sekundliche Wassermenge von 12 cbm abführt, soll durch ein Wehr um 0,5 m aufgestaut werden. Wie groß ist die erforderliche Wehrhöhe?

Gegeben: $b = 10$ m, $t = 1{,}0$ m, $Q = 12$ cbm, $h_1 = 0{,}5$ m, $\mu = 0{,}80$.

Gesucht: Wehrhöhe x.

Für $x = t$ erhält man, da

$$k = \frac{1}{2 \cdot 9{,}81} \left[\frac{12}{(1{,}0 + 0{,}5) \cdot 10}\right]^2 = 0{,}033 \text{ m},$$

$$Q_1 = \frac{2}{3} \cdot 0{,}80 \cdot 10 \sqrt{2 \cdot 9{,}81} \cdot [(0{,}5 + 0{,}033)^{\frac{3}{2}} - 0{,}033^{\frac{3}{2}}] = 9{,}05 \text{ cbm}.$$

Da somit $Q_1 < Q$ ist, so ist ein Grundwehr anzuordnen, dessen Höhe sich bestimmt aus

$$x = 1{,}0 - \frac{12{,}0}{0{,}8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 (0{,}5 + 0{,}33)}} + \frac{2}{3} \cdot \frac{(0{,}5 + 0{,}033)^{\frac{3}{2}} - 0{,}033^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{0{,}5 + 0{,}033}} = 0{,}886 \text{ m}.$$

Für $k = 0$ würde man erhalten

$$x = 1{,}0 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}5 - \frac{12{,}0}{0{,}8 \cdot 10 \cdot \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}5}} = 0{,}854 \text{ m}.$$

Die Wehrhöhe würde also um $0{,}886 - 0{,}854 = 0{,}032$ m zu klein, das Übersturzprofil zu groß und die Stauhöhe zu klein werden.

Der Bach führe nun bei **Hochwasser** bei 3,0 m Wassertiefe eine sekundliche Wassermenge von 90 cbm. Wie groß ist nunmehr die Stauhöhe?

Da sie kleiner sein muß als die bei Niedrigwasser, so nehmen wir an als ersten Probewert:

$$h_1 = 0{,}4 \text{ m}.$$

Es werden dann

$$v = \frac{90}{10(3 + 0{,}4)} = 2{,}64 \text{ m} \quad \text{und} \quad k = \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0{,}355 \text{ m}.$$

Ferner

$$h_1 + k = 0{,}755 \text{ m} \quad \text{und} \quad h - h_1 = t - x = 3{,}0 - 0{,}886 = 2{,}114 \text{ m}.$$

Somit, da

$$\sqrt{2g} = 4{,}43$$

ist,

$$Q = 0{,}8 \cdot 10 \cdot 4{,}43 \left\{\frac{2}{3} [0{,}755^{\frac{3}{2}} - 0{,}355^{\frac{3}{2}}] + 2{,}114 \sqrt{0{,}755}\right\} \cong 75{,}6 \text{ cbm}.$$

Mit einem zweiten Probewert:

$h_1 = 0{,}50$ m ergibt sich $Q = 82{,}0$ cbm.

Mit einem dritten Probewert:

$h_1 = 0{,}70$ m ergibt sich $Q = 95{,}0$ cbm.

Nunmehr ergibt sich durch zeichnerische Einmittlung

die gesuchte Stauhöhe $h_1 = 0{,}624$ m.

Würde dieser Hochwasserstau zu groß sein, dann müßte das feste Wehr verlängert, z. B. ein schiefes Wehr angeordnet werden. Für ein solches nach Fig. 449 ergibt sich die Wehrlänge gleich $\frac{b}{\sin \alpha}$ oder, da $\sin 30^\circ = \frac{1}{2}$, gleich $2b$.

Die Geschwindigkeitshöhe k ist jetzt mit der zur Wehrkrone senkrechten Geschwindigkeit $c = v \sin \alpha = \frac{v}{2}$ zu berechnen.

Um nun bei der Wasserführung $Q = 12$ cbm den Stau $h_1 = 0{,}5$ m zu erzeugen, ist eine größere Wehrhöhe als beim geraden Wehr erforderlich, die sich wie folgt berechnet.

Für $x = t$ wird

$$k = \frac{c^2}{2g} = \frac{v^2}{8 \cdot g} = \frac{1}{8 \cdot 9{,}81}\left(\frac{12}{1{,}5 \cdot 10}\right)^2 = 0{,}008.$$

Bei der Kleinheit dieses Wertes darf k vernachlässigt werden.

Somit wird für $x = t$

$$Q_1 = \frac{2}{3} \cdot 0{,}8 \cdot 20 \cdot 4{,}43 \cdot 0{,}5^{\frac{3}{2}} = 16{,}3 \text{ cbm}.$$

Da somit $Q_1 > Q$ ist, so ist ein **Überfallwehr** anzuordnen, dessen Überfallhöhe sich ermittelt aus

$$h = \left(\frac{\frac{3}{2} Q}{\mu b \sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{\frac{3}{2} \cdot 12}{0{,}8 \cdot 20 \cdot 4{,}43}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}401 \text{ m},$$

und desssen **Eigenhöhe** sich bestimmt zu

$$x = t + h_1 - h = 1{,}0 + 0{,}5 - 0{,}401 = 1{,}099 \cong 1{,}1 \text{ m}.$$

Der von diesem längeren und höheren Wehrkörper verursachte **Hochwasserstau** ist durch **Proberechnungen** mit den Gleichungen für das Grundwehr zu ermitteln.

1. **Annahme.** Stauhöhe $h_1 = 0{,}4$ m.

$$v = \frac{90}{10(1+0{,}4)} = 2{,}64 \text{ m}; \quad c = \frac{v}{2} = 1{,}32 \text{ m}; \quad k = \frac{c^2}{2g} = 0{,}09 \text{ m};$$

$$h_1 + k = 0{,}49 \text{ m}; \quad h - h_1 = 2{,}3 \text{ m}.$$

Somit

$$Q = 0{,}8 \cdot 20 \cdot 4{,}43\left[\frac{2}{3}\left(0{,}49^{\frac{3}{2}} - 0{,}09^{\frac{3}{2}}\right) + 2{,}3\sqrt{0{,}49}\right] = 129{,}0 \text{ cbm}.$$

2. **Annahme.** Stauhöhe $h_1 = 0{,}3$ m.

In gleicher Weise wie vor ergeben sich:

$$v = 2{,}73 \text{ m}; \quad c = 1{,}37 \text{ m}; \quad k = 0{,}10 \text{ m}; \quad h_1 + k = 0{,}40 \text{ m}; \quad h - h_1 = 2{,}2 \text{ m}$$

und

$$Q = 109{,}0 \text{ cbm}.$$

3. **Annahme.** Stauhöhe $h_1 = 0{,}2$ m.

$$v = 2{,}812 \text{ m}; \quad c = 1{,}41 \text{ m}; \quad k = 0{,}10 \text{ m}; \quad h_1 + k = 0{,}30 \text{ m}; \quad h - h_1 = 2{,}1 \text{ m}$$

und

$$Q = 87{,}8 \text{ cbm}.$$

Nunmehr erhalten wir durch zeichnerische Einmittlung

für $Q = 90{,}0$ cbm die Stauhöhe $h_1 \doteq 0{,}235$ m.

Zusammenstellung der Ergebnisse.

Art des Wehres	Wehr- Länge m	Wehr- Höhe m	Stauhöhe bei N. W. m	Stauhöhe bei H. W. m
Gerades Wehr	10	0,886	0,5	0,624
Schiefes Wehr	20	1,100	0,5	0,235

Unsere Zusammenstellung zeigt, daß es im allgemeinen nicht zweckmäßig sein wird, durch Verlängerung des festen Wehres den Hochwasserstau zu ermäßigen: in unserem Beispiele würde die Ermäßigung des Hochwasserstaues um 62 v. H. eine etwa dreifache Masse des Wehrkörpers, da dessen Masse etwa mit dem Quadrate seiner Höhe zunimmt, also auch einen dreifachen Kostenaufwand herbeiführen.

Da überdies bei einem festen Wehr eine Regelung des Oberwasserspiegels nicht möglich ist, so wird man in der Regel behufs dieser einen Grundablaß im Wehrkörper anordnen.

§ 3. Grundablaß. (Fig. 450 und 451.)

Für den Grundablaß nach Fig. 450 sind die Gleichungen für das Grundwehr mit $h - h_1 = t$ zu benutzen.

Für den Ausflußbeiwert nehme man $\mu = 0{,}80$.

Liegt nach Fig. 451 die Öffnung ganz unter dem Oberwasserspiegel, dann ist die zufließende Wassermasse in zwei Schichten zu zerlegen, die durch die Wagerechte in Höhe des Unterwasserspiegels voneinander getrennt werden.

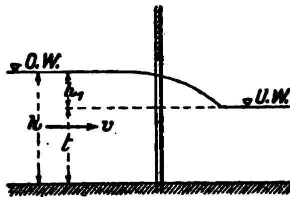


Fig. 450.

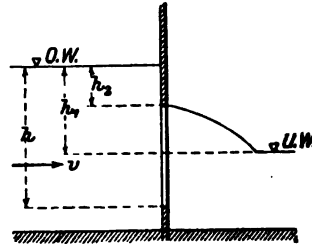


Fig. 451.

Für die obere Schicht ist nach Gl. (38), S. 295,

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - (h_2+k)^{\frac{3}{2}}\right],$$

während der unteren Schicht, die unter dem unveränderten Drucke $(h_1 + k)$ steht, die Wassermenge

$$Q_2 = \mu b (h - h_1)\sqrt{2g(h_1+k)}$$

entspricht.

Die gesamte Abflußmenge ist daher

$$Q = Q_1 + Q_2 = \mu b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - (h_2+k)^{\frac{3}{2}}\right] + (h-h_1)\sqrt{h_1+k}\right\}.$$

Man nehme hier $\mu = 0{,}63$.

§ 4. Unvollkommenes Wehr.

Ein solches wird durch eine Buhne oder dadurch gebildet, daß Wehr und Grundablaß vereint das Wasser abführen.

α) Oberwasserspiegel unter der Wehrkrone, Fig. 452.

Gegeben: Q, b und t. Gesucht: h.

Die gesamte, in die Schichten I und II zerlegte Wassermenge wird durch den Grundablaß abgeführt. Es ist daher

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

$$Q_2 = \mu b t\sqrt{2g(h+k)},$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = \mu b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + t\sqrt{h+k}\right\}.$$

Aus dieser Gleichung ist die Stauhöhe h zu berechnen.

Da in ihr aber die Größe

$$k = \frac{1}{2g}\left[\frac{Q}{(t+h)\,b}\right]^2$$

unbekannt ist, so macht sich das folgende Näherungsverfahren erforderlich.

Man berechne zunächst h für den Wert $k = 0$, dann erhält man einen ersten, zu großen Wert, der mit h_1 bezeichnet sei. Mit diesem zu großen h_1 hat man die zugehörigen Werte k_{h_1} und Q_{h_1} zu berechnen. Dann ergibt sich auch ein zu großes Q_{h_1}. Nunmehr hat man mit einem, wenn möglich, zu kleinen Werte h_2 das zugehörige Q_{h_2} zu berechnen, das dann auch zu klein gefunden wird. Nachdem, falls erforderlich, dieser Rechnungsgang für noch andere Werte h_3, h_4 usw. durchgeführt ist, hat man die gesuchte Stauhöhe h nach Fig. 453 durch zeichnerische Einmittlung zu bestimmen, indem man die Q-Werte auf einer Abszissenachse von A aus abträgt und die zugehörigen

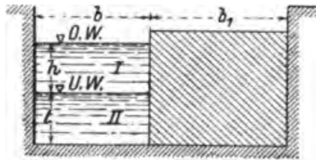


Fig. 452.

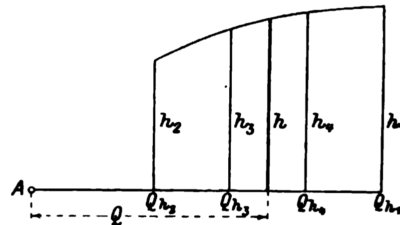
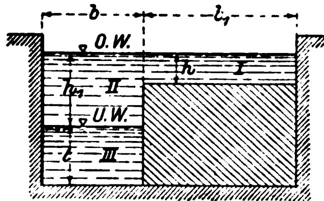


Fig. 453.



b_1 = Wehrlänge + Summe der Zwischenpfeilerstärken.

Fig. 454.

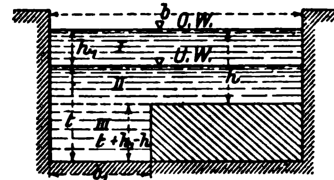


Fig. 455.

h-Werte als Ordinaten aufträgt, deren Endpunkte durch eine Kurve zu verbinden sind. Diese Kurve schneidet auf der in dem gegebenen Q-Punkte errichteten Ordinate die gesuchte Stauhöhe h ab.

Der gleiche Rechnungsgang ist auch bei den folgenden zwei Fällen einzuschlagen.

β) Oberwasserspiegel über der Wehrkrone, Fig. 454.

Indem die Wassermenge in der dargestellten Weise in die Schichten I, II und III zerlegt wird, ergeben sich die diesen entsprechenden Teilwassermengen zu

$$Q_1 = \frac{2}{3}\mu b_1 \sqrt{2g}\,[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \frac{2}{3}\mu b \sqrt{2g}\,[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_3 = \mu b t \sqrt{2g(h_1+k)}.$$

Somit die Gesamtwassermenge

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = \mu\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left(b_1[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + b[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k]^{\frac{3}{2}}\right) + bt\sqrt{h_1+k}\right\}.$$

γ) Unterwasserspiegel über der Wehrkrone, Fig. 455. Die den einzelnen Schichten entsprechenden Wassermengen sind

$$Q_1 = \frac{2}{3}\,\mu b\sqrt{2g}\,[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}],$$

$$Q_2 = \mu b(h-h_1)\sqrt{2g\,(h_1+k)},$$

$$Q_3 = \mu b_1\,(t+h_1-h)\sqrt{2g\,(h_1+k)},$$

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = \mu\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}b[(h_1+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + \sqrt{h_1+k}\,[b(h-h_1) + b_1(t+h_1-h)]\right\}.$$

Die hier zu lösenden Aufgaben können verschieden gestellt sein: es kann z. B. die Höhe des Stauspiegels vorgeschrieben sein, dann sind Wehr und Grundablaß so zu bemessen, daß die gegebene Wassermenge Q durchfließen kann. Oder es sind außer der Abflußmenge die Wehr- und Stauhöhe gleichzeitig gegeben, dann ist die Breite des Grundablasses zu ermitteln, usw.

§ 5. Berechnung der Durchlaßweiten von Brücken.

Wenn auch die Brücken nicht zu den Wehren gehören, so üben sie doch wie diese, falls ihre Pfeiler den Querschnitt eines Wasserlaufes beschränken, einen Stau aus, der mit der Gleichung für das Grundwehr berechnet werden kann. Die hier auftretenden Aufgaben sind entweder so gestellt, daß bei gegebener Wassermenge und Stauhöhe die Lichtweite oder daß bei gegebener Lichtweite und Wassermenge die Stauhöhe gesucht wird.

Auch hier werden die Rechnungen einmal dadurch unsicher, daß auch sie mit dem Ausflußbeiwerte μ behaftet sind, dann vor allem aber dadurch, daß, wenn es sich um die wichtigste Rechnung handelt, nämlich um die Bestimmung der Pfeilerwirkungen bei der größten Abflußmenge, die letztere meistens eingeschätzt werden muß (vgl. Zweiter Teil, I. Abschnitt, B). Je unsicherer aber die Grundlagen der Rechnungen sind, um so mehr ist es erlaubt, Näherungsverfahren einzuschlagen, ja diese sind sogar genaueren Rechnungen vorzuziehen, wenn sie mit Absicht auf ungünstigen Annahmen aufgebaut werden.

a) Gegeben: der zulässige Stau h und die größte Wassermenge Q;
Gesucht: die Lichtweite.

Nach Fig. 456b vollzieht sich der Durchfluß des Wassers, wie beim Grundwehr, in zwei Schichten, von denen die obere unter der von k bis $(h+k)$ zunehmenden Druckhöhe und die untere unter der konstanten Druckhöhe $(h+k)$ abfließt, so daß mit den Bezeichnungen der Fig. 456a und b die Gleichung für das Grundwehr angewendet werden kann. Mithin ist

$$Q = \mu b\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + t\sqrt{h+k}\right\}. \tag{1}$$

Hierin ist k die Druck- oder Geschwindigkeitshöhe, die sich aus der mittleren Geschwindigkeit des Oberwassers unmittelbar vor der Brücke mit der Gleichung

$$k = \frac{v_0^2}{2g}$$

ergibt, in der

$$v_0 = \frac{Q}{B(t+h)} \quad \text{ist.}$$

Die Größe μ hängt zunächst ab von dem Verhältnisse der gesamten Lichtweite b zur Summe der Pfeilerstärken $B - b$.

Je größer $\frac{b}{B-b}$, um so größer ist auch μ. Leider fehlt es noch an sicheren, nur auf dem Wege des Versuches zu gewinnenden Unterlagen zur Bestimmung der Größe

$$\mu = f\left(\frac{b}{B-b}\right).$$

μ ist ferner abhängig von der Form der Pfeilervorköpfe. Auch diese Abhängigkeit bedarf dringend der Aufklärung durch Versuche.

Für mittlere Verhältnisse $\frac{b}{B-b}$ können bis auf weiteres die Angaben der Fig. 457a bis d gelten.

Die gesuchte Lichtweite wird daher

$$b = \frac{Q}{\mu\sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right] + t\sqrt{h+k}\right\}}.$$

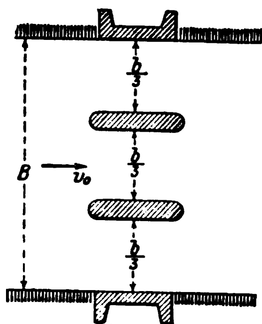


Fig. 456a.

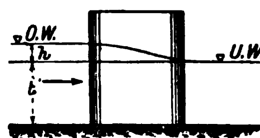


Fig. 456b.

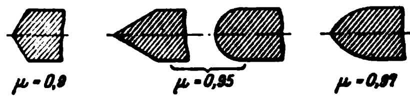


Fig. 457a. Fig. 457b. Fig. 457c. Fig. 457d.

b) Gegeben: die Lichtweite b und die Durchflußmenge Q.
Gesucht: die zugehörige Stauhöhe h.

α) h kann nicht ohne weiteres aus der Gl. (1) berechnet werden, da das in dieser vorkommende k auch von h abhängig ist, nach der Beziehung

$$k = \frac{v_0^2}{2g} = \frac{1}{2g}\left[\frac{Q}{B(t+h)}\right]^2.$$

In vielen Fällen wird man aber sich mit einem Näherungsverfahren begnügen können, indem man setzt

$$k = \frac{1}{2g}\left[\frac{Q}{Bt}\right]^2$$

und nunmehr aus Gl. (1) die Stauhöhe h berechnet.

β) Ist v_u die mittlere Geschwindigkeit am unteren Ende der Brückenöffnung, dann ist zur Beschleunigung des Wassers von der Geschwindigkeit v_0 auf die größere v_u eine Druckhöhe

$$h = \frac{v_u^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g}$$

erforderlich. Nun ist

$$v_u = \frac{Q}{\mu t b}, \quad v_0 = \frac{Q}{B(t+h)},$$

mithin wird

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{(\mu t b)^2} - \frac{1}{B^2(t+h)^2}\right], \tag{2}$$

oder

$$h^3 + h^2(2t - m) + h(t^2 - 2tm) = mt^2 - \frac{Q^2}{2gB^2}, \tag{2a}$$

worin

$$m = \frac{Q^2}{2g(\mu t b)^2}.$$

Bei größerer Wassertiefe kann man angenähert setzen:

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left[\frac{1}{(\mu t b)^2} - \frac{1}{B^2 t^2}\right]. \tag{3}$$

Mit Gl. (2) wird aber eine zu kleine Stauhöhe berechnet.

Zahlenbeispiel [2]. Ein von Ufermauern eingefaßter Strom führe bei Hochwasser sekundlich 3000 cbm. Es seien ferner gegeben:

$$B = 220 \text{ m}, \quad t = 4{,}0 \text{ m}, \quad b = 200 \text{ m}, \quad \mu = 0{,}95.$$

Gesucht: Stauhöhe h.

1. Angenähert wird nach Gl. (3)

$$h = \frac{3000^2}{2 \cdot 9{,}81}\left[\frac{1}{(0{,}95 \cdot 4{,}0 \cdot 200)^2} - \frac{1}{220^2 \cdot 4{,}0^2}\right] = 0{,}202 \text{ m}.$$

2. Genauer wird

$$m = \frac{3000^2}{2 \cdot 9{,}81\,(0{,}95 \cdot 4{,}0 \cdot 200)^2} = 0{,}794.$$

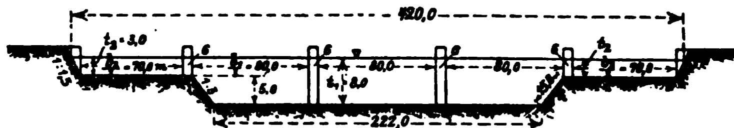


Fig. 458.

Ferner

$$2t - m = 7{,}206,$$
$$t^2 - 2tm = 9{,}648,$$
$$mt^2 - \frac{Q^2}{2gB^2} = 12{,}704 - 9{,}477 = 3{,}227.$$

Mithin

$$h^3 + 7{,}206\,h^2 + 9{,}648\,h = 3{,}227.$$

Daraus

$$h = 0{,}276 \text{ m}.$$

Umständlicher gestalten sich die Rechnungen, wenn weder die Durchflußmenge Q noch die Stauhöhe h gegeben sind. Es muß dann das Gefälle J gegeben sein. Den Gang der Rechnung möge ein Zahlenbeispiel erläutern.

Eine Strombrücke mit vier je 6,0 m starken Zwischenpfeilern führe nach Fig. 458 quer über einen Strom, dessen Hochwasserquerschnitt die eingeschriebenen Abmessungen aufweist.

Gegeben: $b_1 = 240$ m, $b_2 = 140$ m, $t_1 = 8{,}0$ m, $t_2 = 3{,}0$ m, $\mu = 0{,}95$, $J = 0{,}0003$.

Gesucht: Hochwassermenge Q und Stauhöhe h.

Es sei **vor** Erbauung der Brücke:

F_1 der Querschnitt des mittleren Stromschlauches,
v_1 die mittlere Geschwindigkeit in diesem,
t_1 seine mittlere Wassertiefe,
F_2 der gesamte Querschnitt über den Vorländern,
v_2 die mittlere Geschwindigkeit daselbst,
t_2 die mittlere Wassertiefe daselbst,

dann wird nach Hermanek

$$v_1 = 54{,}2\sqrt{8 \cdot 0{,}0003} = 2{,}66 \text{ m},$$
$$v_2 = 44{,}8\sqrt{3 \cdot 0{,}0003} = 1{,}34 \text{ m},$$
$$F_1 = 1941 \text{ qm}, \quad F_2 = 470 \text{ qm},$$
$$Q_1 = F_1 v_1 = 5163{,}0 \text{ cbm}, \quad Q_2 = F_2 v_2 = 629{,}8 \text{ cbm},$$
$$Q = Q_1 + Q_2 = 5792{,}8 \text{ cbm} \cong 5793 \text{ cbm}.$$

Nach Erbauung der Brücke wird

$$Q_1 = \mu b_1 \sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h+k_1)^{\frac{3}{2}} - k_1^{\frac{3}{2}}\right]\right\} + \mu b_3 t_1 \sqrt{2g\,(h+k_1)},$$

worin

$$b_3 = \frac{1845}{8} = 230{,}63 \text{ m, Fig. 459.}$$

$$Q_2 = \mu b_2 \sqrt{2g}\left\{\frac{2}{3}\left[(h+k_2)^{\frac{3}{2}} - k_2^{\frac{3}{2}}\right] + t_2\sqrt{h+k_2}\right\}.$$

$$Q = Q_1 + Q_2.$$

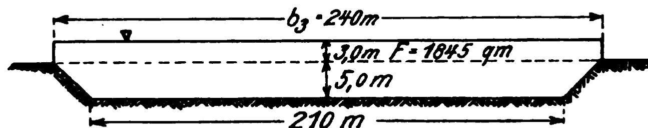


Fig. 459.

Nunmehr ist die Stauhöhe h **probeweise** anzunehmen und dann mit Hilfe der letzten Gleichung das Q zu berechnen, das mit dem zuerst berechneten Q übereinstimmen muß.

Erster Probewert $h = 0{,}10$ m.

Dann wird

$$F_1 = 1966{,}2 \text{ qm}, \qquad F_2 = 485{,}6 \text{ qm},$$
$$v_1 = \frac{5163}{1966{,}2} = 2{,}63 \text{ m}, \quad k_1 = \frac{v_1^2}{2g} = 0{,}351 \text{ m},$$
$$v_2 = \frac{629{,}8}{485{,}6} = 1{,}30 \text{ m}, \quad k_2 = \frac{v_2^2}{2g} = 0{,}086 \text{ m}.$$

Durch Einsetzen dieser k-Werte und der gegebenen Größen in die beiden Gleichungen für Q_1 und Q_2 ergibt sich aus diesen

$$Q_1 = 5277{,}6 \text{ cbm}, \quad Q_2 = 783{,}6 \text{ cbm}.$$

Somit

$$Q = Q_1 + Q_2 = 6061{,}2 \text{ cbm (gegen 5793,0 cbm)}.$$

Es ist daher die Rechnung mit einem zweiten, wenn möglich zu kleinen Probewerte h zu wiederholen.

Zweiter Probewert $h = 0{,}06$ m.

In gleicher Weise wie vor ergeben sich nunmehr

$$k_1 = 0{,}355 \text{ m}, \qquad k_2 = 0{,}088 \text{ m},$$
$$Q_1 = 5039{,}4 \text{ cbm}, \quad Q_2 = 690{,}0 \text{ cbm}.$$

Somit

$$Q = Q_1 + Q_2 = 5729{,}4 \text{ cbm (gegen } 5793{,}0 \text{ cbm).}$$

Jetzt findet man durch **zeichnerische Einmittlung** die richtige Stauhöhe

$$h = 0{,}065 \text{ m}.$$

Der durch die Brücke bei Hochwasser verursachte Stau beträgt also nur 6,5 cm.

Endlich ist die Geschwindigkeit am Ende der Brückenöffnung zu ermitteln. In unserem Beispiele ergibt sie sich zu

$$v_u = \frac{Q_1}{\mu F_{neu}} = \frac{5163}{0{,}95 \cdot 1845} = 2{,}95 \text{ m}.$$

Es ist daher gegen früher eine Geschwindigkeitsvermehrung um

$$2{,}95 - 2{,}66 = 0{,}29 \text{ m}$$

eingetreten.

Ist sie auch in unserem Beispiele unerheblich, so kann doch bei erheblicheren Einschränkungen des Flußbettes unter der Brücke eine solche Geschwindigkeitsvermehrung entstehen, daß das Flußbett zwischen den Pfeilern, und zwar in der Nähe von deren Hinterköpfen ausgekolkt werden und dadurch der Bestand der Pfeiler gefährdet werden würde. Man muß daher nach Erbauung der Pfeiler durch periodische Peilungen feststellen, ob tatsächlich die Flußsohle sich vertieft, und gegebenenfalls dieser Vertiefung durch eine Befestigung der Sohle mit Steinschüttungen — Querschwellen — vorbeugen.

D. Bauart der Wehre.

§ 1. Grundwehre oder Stauschwellen.

Zu ihnen gehören die im dritten Teile erörterten **Grundschwellen aus Steinschüttungen, Senkfaschinen oder Sinkstücken**. Da sie nicht wasserdicht zu sein brauchen — dann allerdings auch den **berechneten** Stau nicht herbeiführen — so

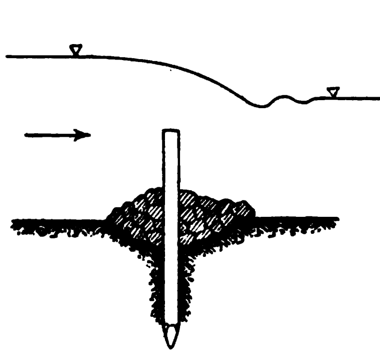


Fig. 460.

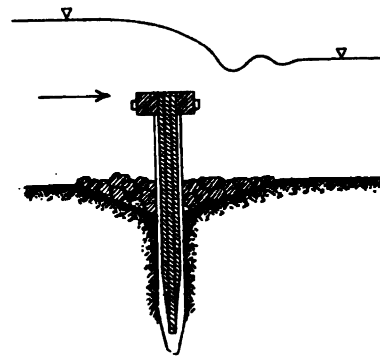


Fig. 461.

können sie auch, Fig. 460, aus einfachen **Rundpfahlwänden** oder nach Fig. 461 aus **Spundwänden** hergestellt werden.

Für ihre sonstige Ausbildung ist der Umstand maßgebend, daß ganz allgemein dort, wo die Strömung auf einen im Flußbette stehenden festen Körper trifft, stromauf

von diesem im Wasser starke innere Bewegungen entstehen, die unter Verzehrung eines Teiles des dem fließenden Wasser innewohnenden Arbeitsvermögens die Flußsohle auskolken, falls diese nicht von Natur aus fest oder künstlich befestigt ist. Ebenso werden durch den Übersturz des Wassers unterhalb der Wehrkörper Auswaschungen hervorgerufen. Es ist daher, wie die Figuren zeigen, das Flußbett zu beiden Seiten der Stauwand durch Steinschüttungen oder auch Senkfaschinen zu sichern.

Die Grundwehre nach Fig. 460 werden so ausgeführt, daß die in entsprechenden Längen zu liefernden Rundpfähle nach ihrer Einrammung über den Wasserspiegel hinausragen. Sie werden dann mit einer Grundsäge in der planmäßigen Tiefe abgeschnitten. Das bedingt eine Ausführung in zwei oder mehreren Abschnitten, da sonst ein unzulässig hoher und die Ausführung unmöglich machender Stau eintreten würde.

Die Ausführung eines Grundwehres nach Fig. 461, das dann in Frage kommt, wenn etwa wegen zu erwartenden Angriffes des Eises weitergehende Ansprüche an die Widerstandsfähigkeit der Wehrkrone gestellt werden, erfordert eine bis zur Unterkante der Gurtungen trocken gelegte Baugrube. Man wird daher entweder das Wehr seitlich von dem Wasserlauf erbauen und nach seiner Fertigstellung den letzteren seitlich verlegen, oder aber zunächst das Wasser durch einen Seitengraben umleiten und dann in dem alten Bette die Baugrube eindämmen und so weit wie nötig trocken legen.

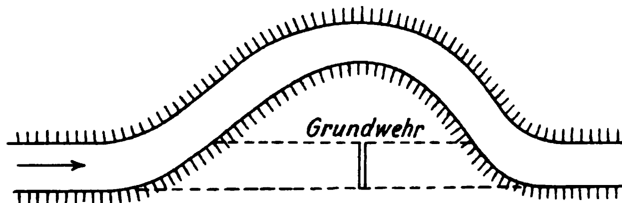


Fig. 462.

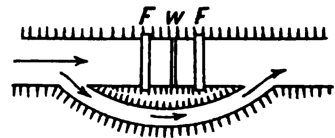


Fig. 463.

Zu dem ersteren Verfahren wird man sich dann entschließen, wenn, Fig. 462, gleichzeitig eine Geradelegung des Wasserlaufes geplant ist. Das andere Verfahren ist in Fig. 463 angedeutet, *W* ist das Wehr, *F* sind die Eindämmungen der Baugrube.

Es sei noch unter Hinweis auf Fig. 461 darauf hingewiesen, daß es sich empfiehlt, zunächst die Baugrube künstlich auszuheben, dann die Wand einzurammen und schließlich den Aushubgraben sorgfältig mit genügend großen Steinen auszupacken. Eine solche, in die Bettsohle versenkte Sohlenversicherung ist besser als eine über jene sich erhebende Steinschüttung. Vergl. auch [3].

§ 2. Überfallwehre.

Nach ihrer Bauart zerfallen sie in zwei Klassen: feste Wehre und bewegliche Wehre, die auch miteinander vereint entweder so ausgebildet werden, daß der feste Teil mit einem beweglichen Aufsatze versehen wird, daß also feste und bewegliche Teile übereinander angeordnet werden, oder so, daß feste und bewegliche Teile nebeneinander errichtet werden.

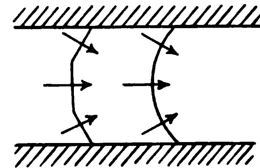
Als Baustoffe kommen Holz, Mauerwerk, Eisenbeton und Eisen in Frage.

Während die festen Wehre nach ihren Baustoffen unterschieden werden, pflegt man die beweglichen Wehre nach den Vorrichtungen einzuteilen, die zu ihrer Aufstellung und Niederlegung dienen.

1. Feste Wehre.

Allgemeines.

Alle festen Wehre sind in möglichst geradlinigen und gut ausgebildeten Flußstrecken zu erbauen. Würde lediglich der Kostenpunkt maßgebend sein, dann würde man ein gerades Wehr an der engsten Stelle des Wasserlaufes errichten, wenn auch hier der Gewinn an Wehrlänge durch die wegen der größeren Wassertiefe erforderlichen Mehrhöhe des Wehrkörpers beeinträchtigt wird. Aber auch ganz abgesehen von diesem letzteren Umstande steht der Auswahl der engsten Flußstrecke die Rücksicht auf die Abführung des Hochwassers und Eises entgegen, die eine möglichst große Wehrlänge, d. h. eine möglichst breite Stelle des Wasserlaufes erfordert.


Fig. 464.

Ist auch an einer solchen Stelle die Länge eines geraden Wehres nicht genügend, dann muß man am besten das Wehr als gebrochenes oder gekrümmtes Wehr nach Fig. 464 anordnen, so daß das überstürzende Wasser nicht die Ufer trifft.

Für die Bauart kommen in erster Linie in Betracht, die Widerstandsfähigkeit gegen den Wasserdruck und die Angriffe der Strömung, dann die Sicherheit gegen die Unterwaschung des Wehrkörpers und gegen seine seitliche Hinterwaschung.

Für die Gründungsart und Gründungstiefe ist vorzugsweise die Rücksicht auf Unterströmungen maßgebend, da die Bodenpressung durch den Wehrkörper meistens gering ist. Insbesondere ist der Grundbau an der Oberwasserseite gehörig tief hinabzuführen. Ausführungen, bei denen nach Fig. 465 die Sohle nach der Linie $CDEB$ geführt wird anstatt nach der Wagerechten AB, wobei nur der kleine Körper $ACDE$ erspart werden

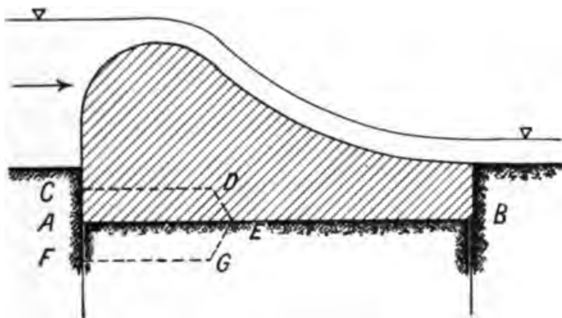


Fig. 465.

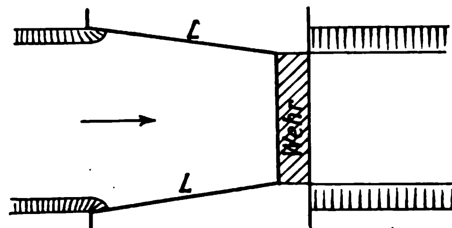


Fig. 466.

würde, sind zu verwerfen, dagegen ist die Tieferführung nach $AEFG$ nur zu empfehlen. Von besonderer Bedeutung sind hier auch die beiden Querspundwände, die bei A und B den Grundbau abschließen, wobei namentlich die obere Spundwand bei A, als die wichtigere der beiden, dicht schließend und tunlichst tief einzurammen ist.

Der Wehrkörper muß mittels der seitlichen Wehrwangen oder Ufermauern unbedingt sicher an die Ufer angeschlossen werden. Deshalb müssen auch die Ufer selbst aus fest gewachsenem Boden bestehen, in gehöriger Entfernung beiderseits vom Wehre gegen die Angriffe der Strömung gesichert sein und sich mindestens bis über den Wehrkörper erheben.

Die Wehrwangen sind, wenn möglich, über den höchsten Wasserstand hinaus zu führen und müssen so tief in das gewachsene Ufergelände eingreifen, daß sie nicht seitlich hinterströmt werden können. Sie sind im Oberwasser behufs Erleichterung des Wasserabflusses als Leitwände, *L*, *L*, Fig. 466, anzulegen.

Die Querschnittausbildung, Fig. 467a und b, ist eine sehr mannigfaltige.

Der Vorboden *a* hat meist nur den Stoß des Eises oder größerer Geschiebe auszuhalten und erfährt sonst geringe Angriffe. Ist er sehr lang und flach, dann leistet er der Anhäufung von Geschiebe und Eis Vorschub.

Die Krone oder der Wehrrücken *b* ist besonders dauerhaft herzustellen, da ihre Länge und Höhenlage für den Stau und den Wasserabfluß maßgebend ist, während sie selbst gleichzeitig den den äußeren Angriffen am meisten ausgesetzten Teil des Wehrkörpers bildet.

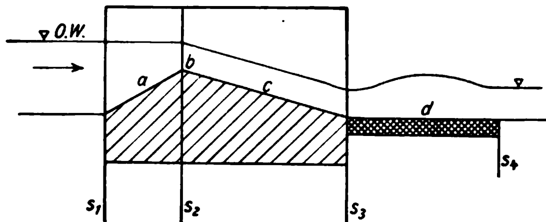


Fig. 467a.

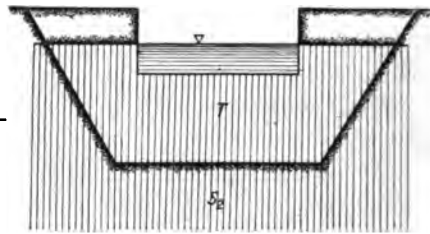


Fig. 467c.

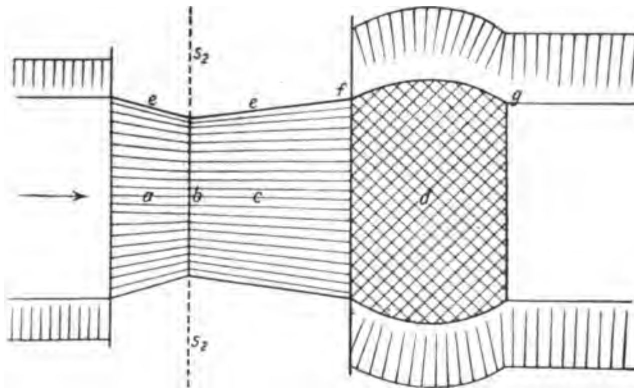


Fig. 467b.

Der Hinter- oder Abschußboden *c* ist bald sehr flach, bald sehr steil, kann auch ganz fehlen. Seine Neigung bedingt größtenteils die Geschwindigkeit des überströmenden Wassers unterhalb des Wehrkörpers.

An den Wehrkörper schließt sich unterhalb das Sturzbett *d* an. Es hat um so größere Angriffe der Strömung aufzunehmen, in je geringerem Maße die Vernichtung der lebendigen Kraft des überfließenden Wassers auf dem Wehrkörper selbst stattfindet. Kommt das Wasser mit einem Übermaße an Geschwindigkeit auf dem Sturzbette an, dann muß sich auf diesem die Geschwindigkeit bis auf die zur Weiterführung des Wassers erforderliche Größe durch innere Bewegungen ermäßigen. Es kommt nun grundsätzlich darauf an, die Ausbildung dieser inneren Bewegungen über dem Sturzbette zu erleichtern. Zu dem Zwecke soll man das Sturzbett, Fig. 467, nach den Linien *fg* kesselförmig erweitern und es, wenn möglich, auch vertiefen, die Sohle aber gleichzeitig befestigen.

Hölzerne Wehre.

Holz als Baustoff schließt runde Formen aus und bedingt solche nach geraden, gebrochenen Linien, Fig. 467a, b und c.

Der eigentliche wasserdichte Wehrkörper wird durch einen Tonkörper *T* gebildet, der zwischen einer vorderen Querspundwand s_1 und einer hinteren s_3 so tief

hinabzuführen ist, daß er nicht unterwaschen werden kann. Da er den Angriffen des strömenden Wassers zu entziehen ist, so ist er oben durch dicht gefügte Bohlenbeläge *a* und *c* abzudecken.

Die Wehrkrone wird durch den Fachbaum *b* gebildet, der durch eine Querspundwand s_2 getragen wird.

Die Wehrwangen werden durch die hölzernen Seitenwände *e* oder aber besser durch massive Mauern gebildet.

Die Sicherung gegen seitliche Hinterwaschung erfolgt dadurch, daß nach Fig. 467c der Tonkörper und die Spundwand s_2 beiderseits in das Gelände hineingeführt werden. Gegebenenfalls können auch die Spundwände s_1 und s_3 seitlich verlängert werden.

Bei größeren Wehrhöhen kann die vorbeschriebene Querschnittform des Wehrkörpers unter Höherführung des Tonkörpers beibehalten werden, Fig. 468. Es ist aber dann das Sturzbett als Pfahlrost auszubilden und durch eine Spundwand s_4 abzuschließen, während die Bettsohle oberhalb durch eine vertieft anzuordnende Steinpackung gegen Auskolkung zu sichern ist.

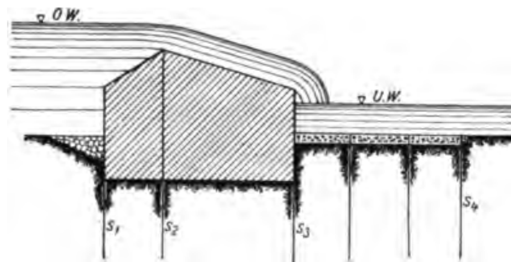


Fig. 468.

Wehre dieser Form sind den sogenannten Stufenwehren, Fig. 469 und 470, vorzuziehen.

Bei geringen Höhen genügt übrigens oft eine einfache Spundwand *s*, Fig. 471, mit dem Fachbaum *b*, den wagerechten Vor- und Hinterböden *a* und *c*, sowie den Abschlußspundwänden s_1 und s_2.

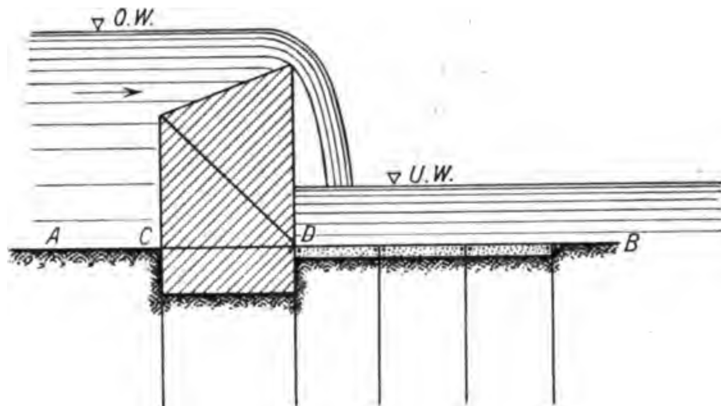


Fig. 469.

Bei der baulichen Ausbildung der hölzernen Wehre ist, wie bei allen Holzbauten am und im Wasser, darauf Rücksicht zu nehmen, daß die nicht dauernd durchnäßten Hölzer von Zeit zu Zeit erneuert werden müssen. Man soll daher tunlichst von vornherein die hölzernen Wehre zweiteilig ausbilden, d. h. aus einem stets unter Wasser liegenden nicht zu erneuernden unteren Teile und einem aufgesetzten oberen Teile zusammensetzen.

In Fig. 472 ist die aufgesetzte Wehrwand durch Zugstreben gegen den Wasserdruck standsicher gemacht; wir glauben diese Ausbildung der gebräuchlicheren mit Druckstreben vorziehen zu sollen.

In dem Stufenwehre der Fig. 469 und 470 sind die beiden Tonkörper durch Versteifungsstreben durchbrochen: eine bei solchen Wehren notwendige Anordnung, wenn sie auch die Dichtigkeit der Tonkörper beeinträchtigt. Bei beiden Wehren ist übrigens

angedeutet, daß die Wände in der Höhe der Wagerechten *AB* auf den eingerammten Spundwänden aufgeständert sind. Da sie durch den Wasserdruck auf Kippen um die

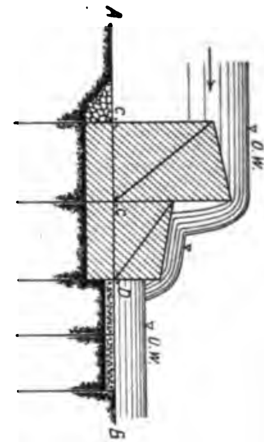


Fig. 470.

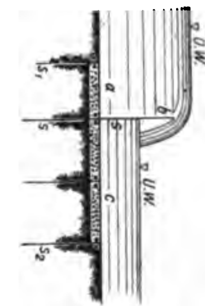


Fig. 471.

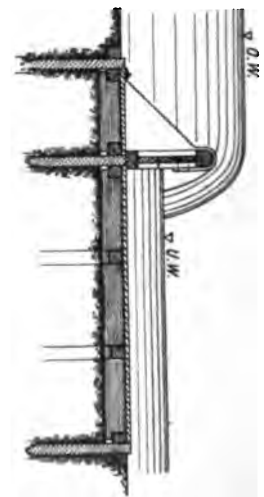


Fig. 472.

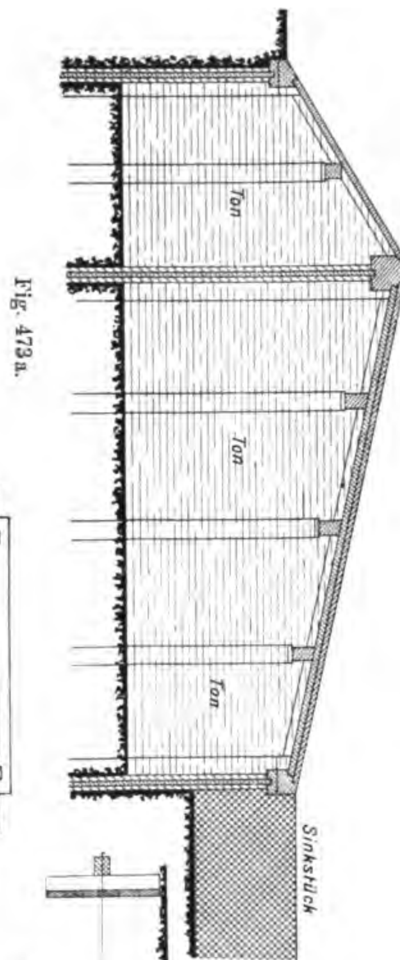
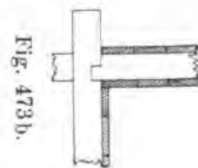
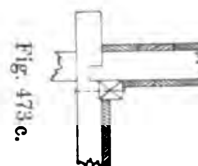
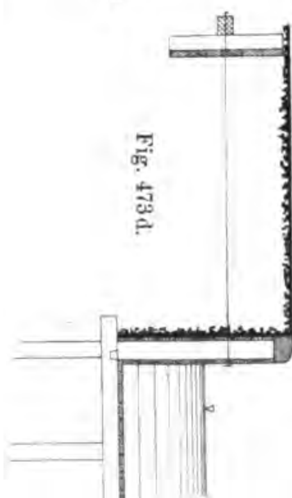
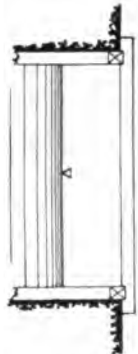


Fig. 473 a.


Fig. 473 b.


Fig. 473 c.


Fig. 473 d.


Fig. 474.

Punkte *D* beansprucht werden, so sind sie bei *C* zugfest mit den sie tragenden Spundwänden zu verbinden. Zur Fig. 473a ist zu bemerken, daß der Hauptfachbaum außer

von der Spundwand noch von Rundpfählen, die in Abständen von etwa 1,50 m angeordnet werden, unterstützt ist. Es empfiehlt sich nicht, solche Rundpfähle auch an der Oberwasserseite der Spundwand einzuschlagen, weil die Rundpfähle die dichte Anlagerung des vorderen Tonkörpers an die Spundwand behindern würden. Die Seitenwände sind nach Fig. 473b oder 473c auf die Grundbalken, Fig. 473a, aufzuständern und deshalb wie Bohlwerkswände gegen den Erddruck zu verankern, Fig. 473d.

Bei nicht zu großer Lichtweite des Wehres ist eine gegenseitige Absteifung der Wehrwände nach Fig. 474 der Verankerung vorzuziehen.

Endlich ist noch darauf hinzuweisen, daß die Seitenwände, Fig. 473b und 473c, zur Herbeiführung eines ungehinderten Wasserabflusses auch an ihren Außenseiten zu verschalen sind.

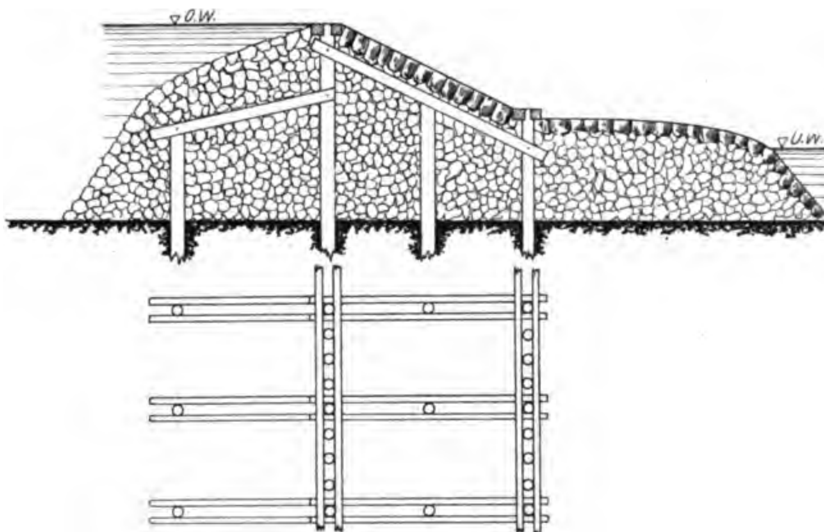


Fig. 475.

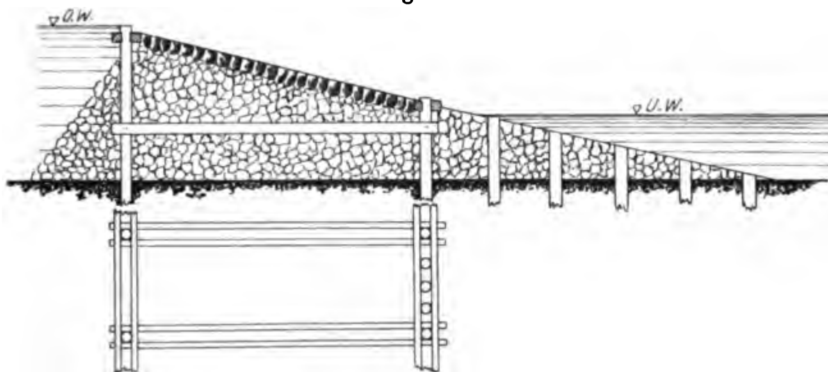


Fig. 476.

Wehre aus Holz mit Steinschüttung.

Sie bestehen aus Steinschüttungen, die nach den Figuren 475 und 476 durch Holz- und Pfahlwände standsicher gemacht werden. Anfänglich stark wasserdurchlässig, werden sie im Laufe der Zeit durch die in den Steinkörpern sich festsetzenden schlammigen Sinkstoffe wasserdicht.

Auch **Steinkisten** können mit Vorteil bei genügend festem, felsigem Untergrunde als Wehrkörper Verwendung finden.

Hölzerne Wehre mit gemauerten Seitenwänden.

Die lästigen und störenden Erneuerungen der hölzernen Seitenwände sind dadurch zu vermeiden, daß man diese durch **Mauern** ersetzt. Man läßt dann bei Wehren der Fig. 473 den Hauptfachbaum in die Mauern eingreifen, muß dann aber auch diese, sowie den Wehrkörper selbst, auf einen wagerecht durchgehenden Pfahlrost gründen, wenn auch die Untergrundverhältnisse diese Gründungsart nicht erfordern sollten. Die Grundbalken stoßen, um sie leichter auswechseln zu können, stumpf gegen die Wangen, während die vordere und hintere Spundwand bis an das Ende der Flügelmauern verlängert werden. Die mittlere, den Hauptfachbaum tragende Spundwand ist, falls keine Längsspundwände vorhanden sind, wie früher, beiderseits bis in den gewachsenen Boden zu führen, sonst aber nur bis zu den Längsspundwänden: vergl. die Figuren 477 bis 479.

Fig. 478.

Fig. 477.

Fig. 479.

Wehre aus Mauerwerk oder Beton.

Berechnung des Wehrkörpers (Fig. 480).

Es bezeichnen

γ_m das Raumgewicht des Mauer- oder Betonkörpers,
γ » » Wassers,
F_0 die Fläche des Wehrkörpers über dem Unterwasserspiegel,
G_0 das Gewicht » » » » »
F_u die Fläche » » unter » »
G_u das Gewicht » » » » »
G_w die lotrechte Wasserbelastung des Wehrkörpers,
ΣW der gesamte wagerechte Wasserdruck,
v die Oberwassergeschwindigkeit,
$k = \frac{v^2}{2g}$ die dieser entsprechende Geschwindigkeitshöhe,

dann ist mit den sonstigen Bezeichnungen der Figur:

$$G_0 = F_0 \gamma_m,$$

$$G_u = F_u(\gamma_m - \gamma),$$

G_W gleich der lotrecht gestrichelten Fläche mal γ,

$$\Sigma W = \left[\frac{a + 2k + h}{2}(h - a) + (h + k)\,t\right]\gamma.$$

Durch Zusammensetzung dieser Kräfte erhält man in bekannter Weise die Lage und Größe der Mittelkraft R und daraus die größte Pressung σ an der Sohle.

Die Standsicherheit des Wehrkörpers erfordert nun Sicherheit gegen Drehen, Gleiten und Zerdrücken. Damit die Fugen an der Rückseite nicht klaffen, muß R noch innerhalb der Kerngrenze liegen. Das bedingt freilich große Stärken des Wehrkörpers, die man gegebenenfalls dadurch verringern kann, daß man R aus dem Kerne treten läßt, die nunmehr an der Rückseite auftretenden Zugspannungen aber durch lotrechte Eiseneinlagen aufnimmt: das führt zum Eisenbetonbau.

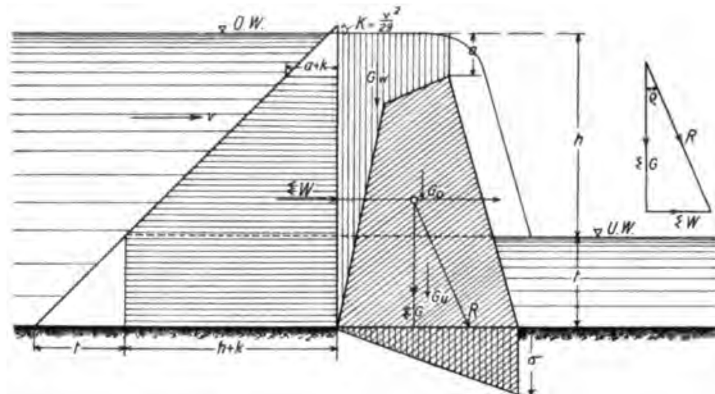


Fig. 480.

Sicherheit gegen Gleiten ist dann vorhanden, wenn der Winkel der Mittelkraft R mit der Normalen zur Lagerfuge kleiner ist als der Reibungswinkel, entsprechend der Bedingung

$$\operatorname{tg}\varrho = \frac{\Sigma W}{\Sigma G} \leqq 0{,}5.$$

Sicherheit gegen Zerdrücken ist vorhanden, wenn die größte Pressung σ das, von den Baustoffen und gegebenenfalls auch vom Untergrunde abhängige, zulässige Maß nicht überschreitet.

Mit Bezug auf die Fig. 480 ist übrigens noch zweierlei zu bemerken: erstens wird in den meisten Fällen die Größe k vernachlässigt werden dürfen; zweitens wird man den Wehrrücken nicht kantig ausbilden, sondern sanft abrunden, weil dadurch der Abfluß des Wassers und gegebenenfalls auch der des Eises wesentlich erleichtert wird, zumal wenn man den Rücken, Fig. 480, etwas ansteigen läßt.

Die Form des Wehrkörpers. Außer durch die Forderungen der Standsicherheit und die ebenerwähnten Gesichtspunkte wird die Form des Wehrkörpers noch dadurch bedingt, daß es wünschenswert ist, den Abfluß des Wassers vom Wehrkörper möglichst ruhig zu gestalten.

Die hier bestehende Unsicherheit wird am besten durch Modellversuche beseitigt, die der jeweiligen Aufgabe anzupassen und mit geringen Kosten ausführbar sind. Solche Versuche sind in vorbildlicher Weise von der Kommission für die Kanalisierung der Moldau und Elbe in Böhmen angestellt worden, um für ein festes Wehr bei der Hetzinsel in Prag die beste Form zu finden.

Diese Versuche wurden mit Wehrmodellen im Maßstabe 1:20 so durchgeführt, daß über jedes Modell das Wasser einmal in einer Schichthöhe von 15 cm, entsprechend einem wirklichen Übersturze von 3 m, und dann in einer Schichthöhe von 10 cm, entsprechend einem wirklichen Übersturze von 2 m, in einer Dauer von je 30 Sekunden abgeführt wurde.

An die aus Zement hergestellten Wehrkörper schloß sich unterhalb ein Sandbett an, das durch das vom Wehre abfließende Wasser mehr oder minder tief ausgewaschen und unterhalb der Auswaschung mehr oder minder hoch aufgehöht wurde.

Bei dem großen Werte dieser Versuche ist es geboten, deren Ergebnisse, die der Verfasser dem Baudirektor Rubin verdankt, ausführlich mitzuteilen.

Wir teilen die Versuche in neun Gruppen ein, und zwar:

Erste Gruppe: ∾förmiger Wehrrücken, Figuren 481 bis 486.

Zweite Gruppe: Geböschter Wehrrücken und wagerechte Sohle, Figuren 487 und 488.

Dritte Gruppe: Wie vor, aber Abschluß der Sohle durch eine vorspringende Stufe, Figuren 489 bis 494.

Vierte Gruppe: Geböschter Wehrrücken und ansteigende Sohle mit Stufenabschluß, Figuren 495 und 496.

Fünfte Gruppe: Geböschter Wehrrücken und fallende Sohle mit Stufenabschluß, Figuren 497 und 498.

Sechste Gruppe: Abgetreppter geböschter Wehrrücken und wagerechte Sohle mit Stufenabschluß, Fig. 499.

Siebente Gruppe: Lotrechter Wehrrücken mit wagerechter Sohle, Fig. 500.

Achte Gruppe: Wie vor, aber Abschluß der Sohle durch eine vorspringende Stufe, Figuren 501 bis 503.

Neunte Gruppe: Wie vor, aber Unterbrechung der Sohle durch eine Mittelstufe, Fig. 504.

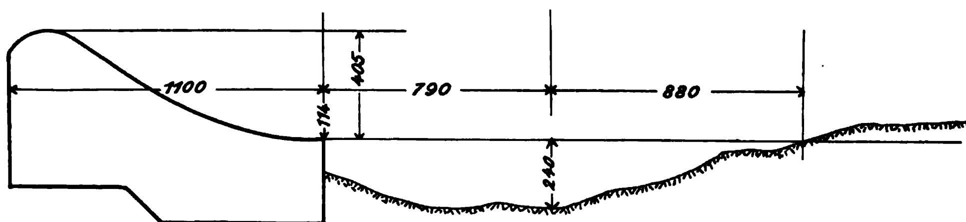


Fig. 481.

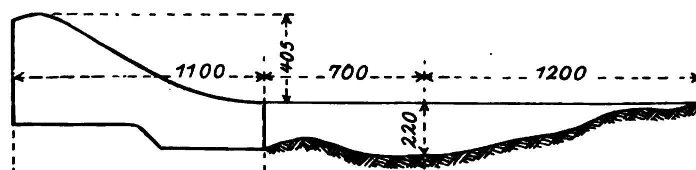


Fig. 482.

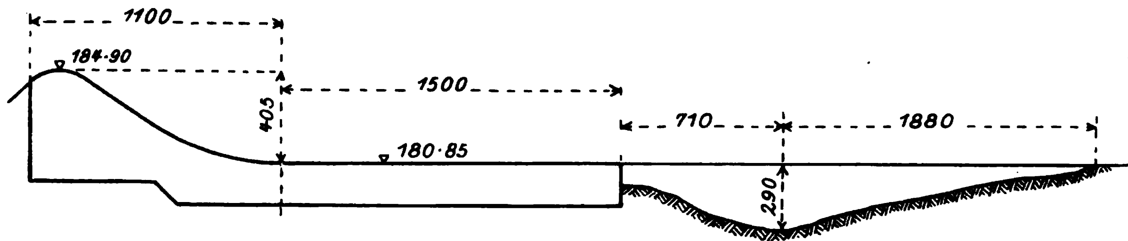


Fig. 483.

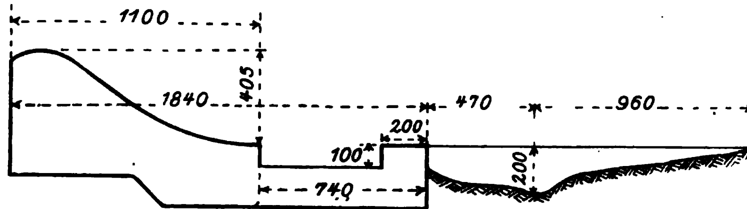


Fig. 484.

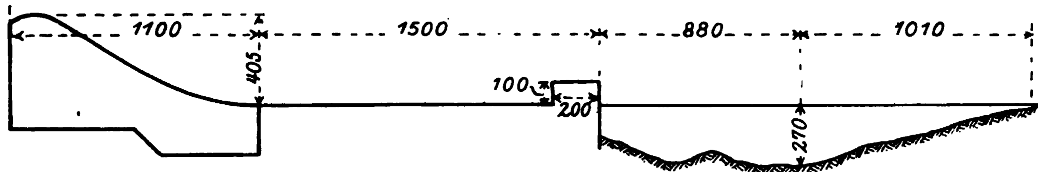


Fig. 485.

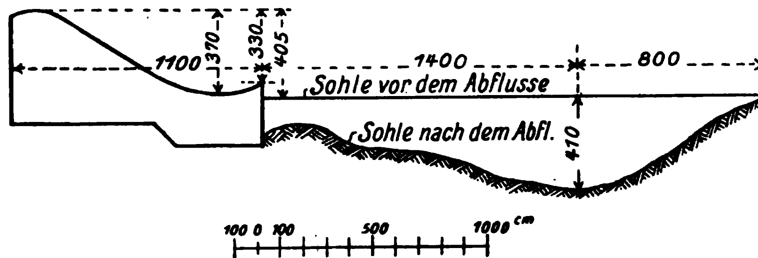


Fig. 486.

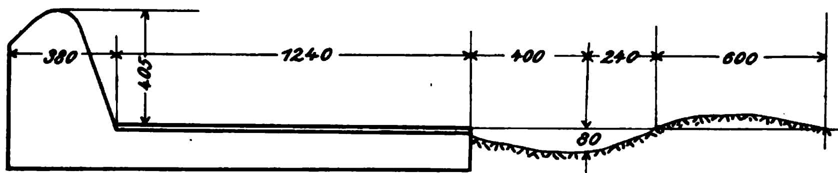


Fig. 487.

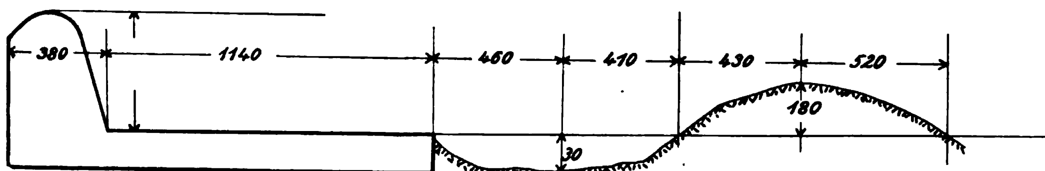


Fig. 488.

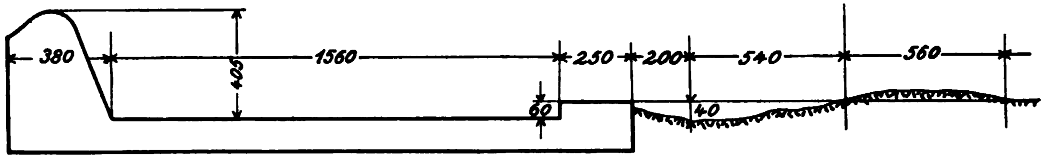


Fig. 489.

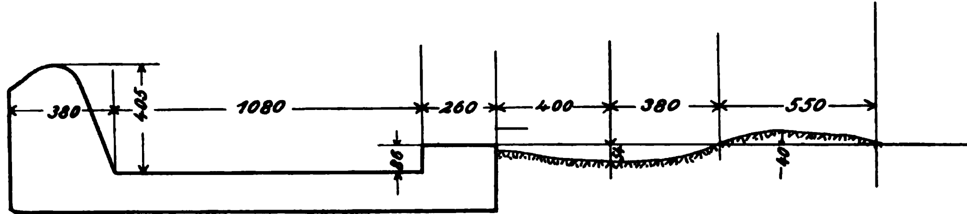


Fig. 490.

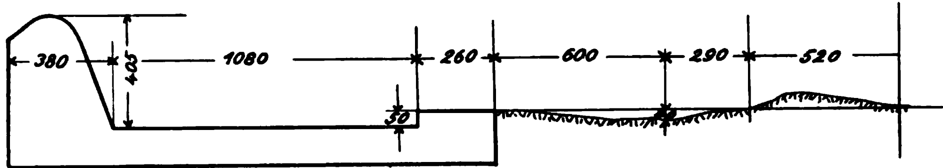


Fig. 491.

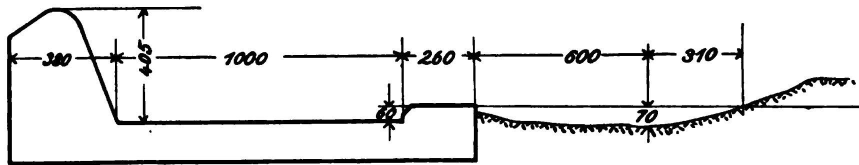


Fig. 492.

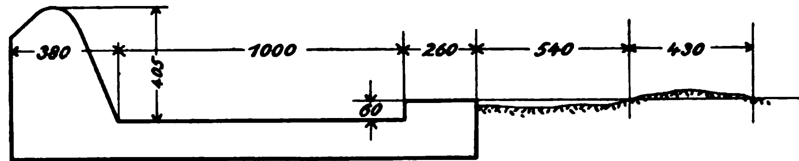


Fig. 493.

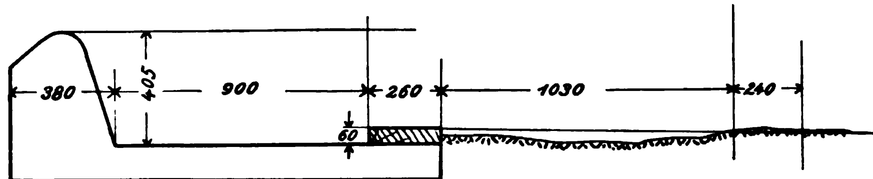


Fig. 494.

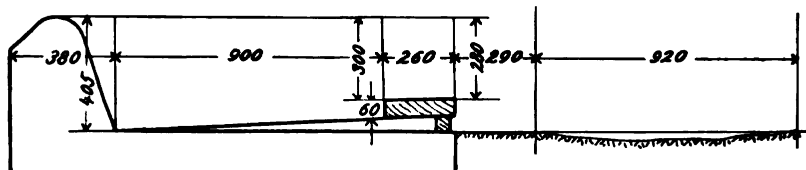


Fig. 495.

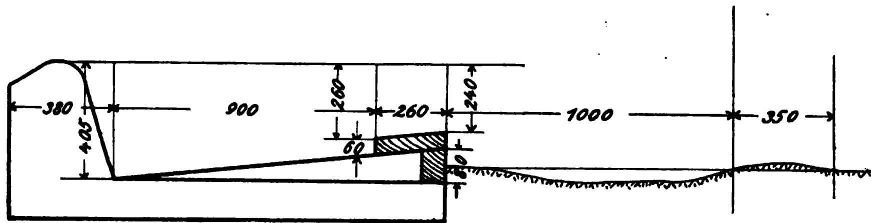


Fig. 496.

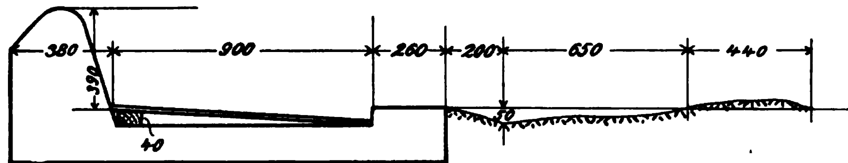


Fig. 497.

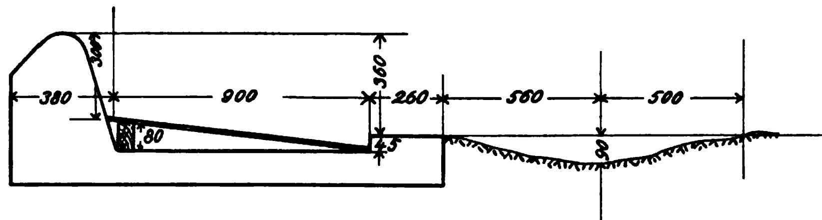


Fig. 498.

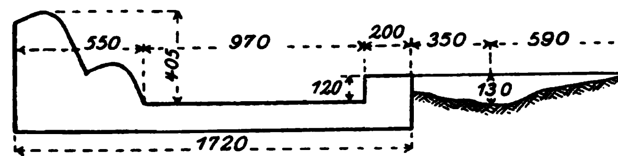


Fig. 499.

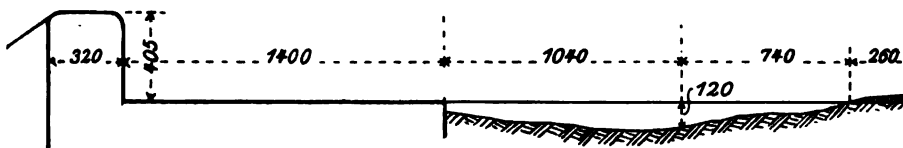


Fig. 500.

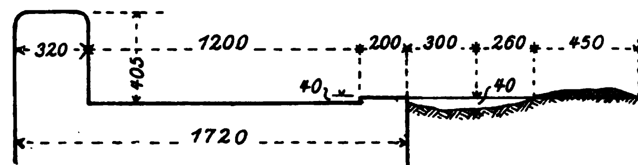


Fig. 501.

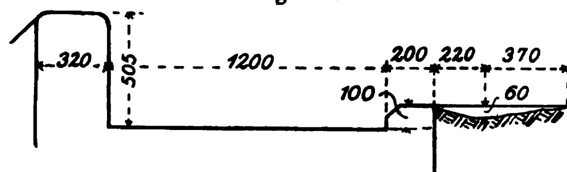


Fig. 502.

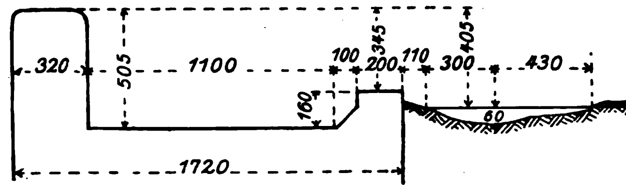


Fig. 503.

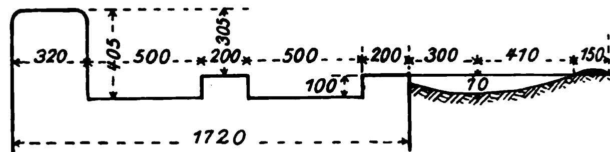


Fig. 504.

Die Versuchsergebnisse bedürfen keiner weiteren Erläuterung. Sie lassen es durchaus begründet erscheinen, daß man sich für die Form der dritten Gruppe entschieden und das Wehr nach Fig. 505 ausgeführt hat.

Man wird übrigens nur bei besonders günstigen örtlichen Verhältnissen die obere Querspundwand fortlassen können, muß dann aber, wie es auch bei dem Prager Wehre geschehen, den Wehrkörper tiefer in den Untergrund eingreifen lassen und ihn sorgfältig mit möglichst wasserundurchlässigem Boden hinterfüllen.

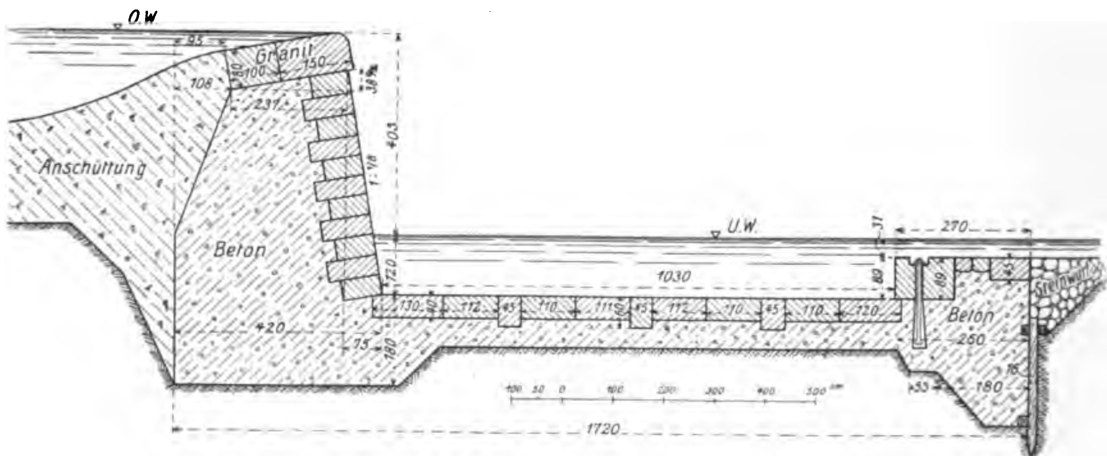


Fig. 505.

Bei dieser Gelegenheit sind auch die weit älteren Beobachtungen zu erwähnen, die über die Wirbelströmungen unterhalb eines senkrecht abfallenden Wehrkörpers in der Isle, einem Nebenflusse der Dordogne, gemacht worden sind [4]. Unterhalb eines solchen Wehrkörpers bilden sich zwei Wirbelströmungen mit wagerechter Drehachse aus: eine über und eine zweite unter der abfließenden Wasserschicht. Sie sind in den Figuren 506 und 507 dargestellt. Der obere Wirbel ist ohne jede schädliche Einwirkung auf die Sohle, deren Auskolkung vielmehr lediglich von dem unteren Wirbel hervorgerufen wird, dessen Mächtigkeit mit der Höhe der über ihm abfließenden Wasserschicht zunimmt, also am größten ist bei Hochwasser, während gleichzeitig die Mächtigkeit der sichtbaren oberen Rückströmung abnimmt. Also gerade dann, wenn die sichtbare Rück-

strömung am kleinsten ist, ist die Auswaschung der Sohle am Fuße des Wehres am größten, wie denn auch tatsächlich der Einsturz solcher Wehre am drohendsten ist unmittelbar nach dem Ablaufe des Hochwassers, da dann der Gegendruck des Unterwassers an Größe abgenommen hat.

Über die Rückwärtsneigung des Wehrkörpers ist noch zu bemerken, daß es für die Standsicherheit günstig ist, sie reichlich zu bemessen, daß aber bei größerer, d. h. flacherer, Neigung das Wasser auf dem Wehrboden selbst zu wenig Arbeitsvermögen verlieren, also die anschließende Flußsohle zu sehr auswaschen würde. Man soll sich deshalb der Lotrechten so weit nähern, daß der überstürzende Wasserkörper sich noch gut an den Wehrkörper anschließt. Das tritt ein, wenn der Abfallrücken nach der Form des frei überfallenden Wasserstrahls, d. h. nach einer quadratischen Parabel gekrümmt wird und zwar nach der Parabel, wie sie durch die größte überfallende Wassermenge gebildet wird: man ist dann sicher, daß alle anderen Parabeln, die mit abnehmender Überfallmenge steiler werden, sich an den Abfallrücken anschließen werden. Durch eine solche Formgebung wird endlich die Bildung eines luftverdünnten Raumes zwischen dem Überfallstrahle und dem Wehrkörper vermieden, der insofern schädlich wirkt, als er den Druck auf die Oberwasserseite des Wehres vermehrt. Die Form des frei überfallenden mittleren Wasserstrahls ergibt sich daraus, daß, Fig. 508, in einer gewissen

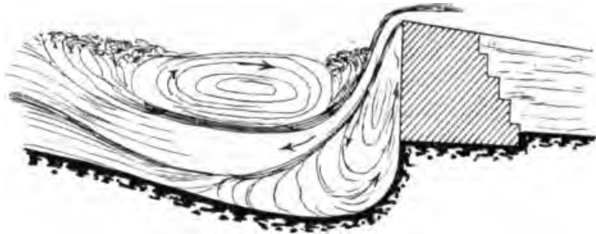


Fig. 506.

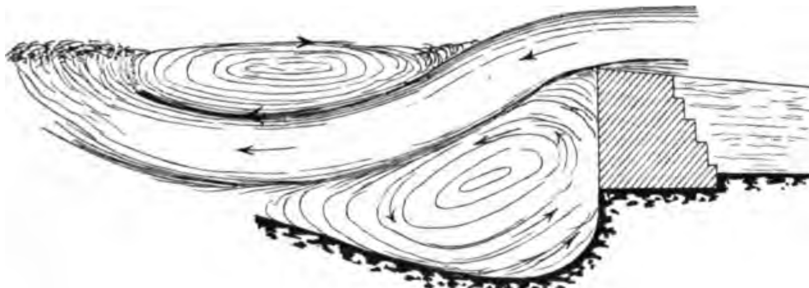


Fig. 507.

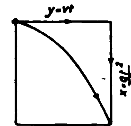


Fig. 508.

Zeit t unter der gleichzeitigen Einwirkung der wagerecht angenommenen, über der Wehrkrone zu messenden, Zuflußgeschwindigkeit v und der Fallbeschleunigung das Wasser einen Punkt erreicht hat, dessen Koordinaten sind

$$y = vt; \quad x = \frac{g t^2}{2}.$$

Daraus ergibt sich die Gleichung der Bahn:

$$y^2 = \frac{2 v^2}{g} x.$$

Die Geschwindigkeit v ist entweder unmittelbar bei bekannter Wassermenge Q zu berechnen aus

$$v = \frac{Q}{b h},$$

worin b die Wehrlänge und h den Abstand der Wehrkrone vom Oberwasserspiegel bezeichnen, oder, falls Q nicht gegeben ist, mittelbar mit Hilfe der Gleichung

$$Q = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right],$$

so daß

$$v = \frac{2}{3}\frac{\mu}{h}\sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right].$$

In Fig. 509 ist ein solches Wehr dargestellt. Bei Wehren aus Beton kann man bei guter Betonmischung, etwa 1 Raumteil Zement + 3 Raumteilen Sand + 6 Raumteilen Steinschlag für den Wehrkörper und 1 : 2 : 4 für die Außenhaut, die kostspielige und die Gleichartigkeit des Wehrkörpers beeinträchtigende Verkleidung mit Quadern aus hartem Gestein unterlassen.

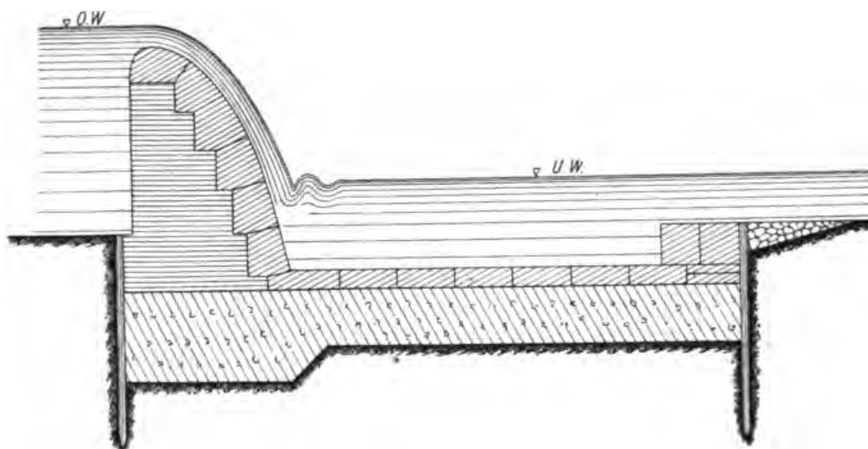


Fig. 509.

Wehre aus Eisenbeton.

Der Grundgedanke dieser Wehre beruht darauf, daß eine geneigte bewehrte Betondecke ABC, Fig. 510a bis c, den ihr zukommenden Wasserdruck durch lotrechte Zwischenpfeiler oder Rippen auf den Baugrund überträgt. Der Neigungswinkel α der Eisenbetondecke ist so zu bestimmen, daß die Schlußkraft die Fundamentfuge etwa in

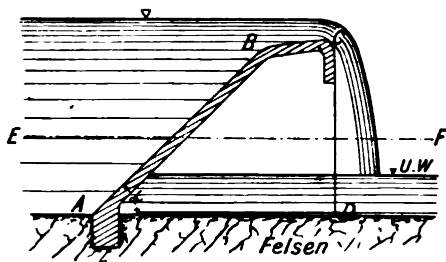


Fig. 510a.

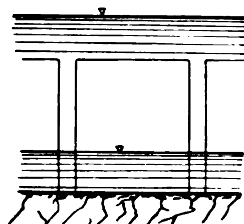


Fig. 510b.

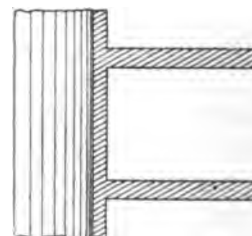


Fig. 510c.

der Mitte oder, noch besser, oberwasserseitig von der Mitte schneidet. Da das Unterwasser freien Zutritt bis zur Decke hat, so scheidet die Gefahr einer Auftriebwirkung durch etwa aufquellendes Oberwasser aus.

Bei felsigem Untergrunde empfehlen sich die Formen der Figuren 510 und 511, da das steil herunterstürzende Überfallwasser einen solchen nicht auskolken kann. Gegebenenfalls könnte man nach Fig. 512 die Decke bis zum Anschlusse an die Sohle im Unterwasser in einer solchen Neigung herabführen, daß das Wasser am Fuße des Wehres nur einen kleinen Teil seiner Geschwindigkeit verliert. Die Angriffe auf die Bettsohle am Fuße des Wehres werden am geringsten, wenn der Rücken in sanfter Krümmung, vergleiche die gestrichelte Linie in Fig. 512, in die Wagerechte übergeführt wird: eine in Eisenbeton leicht ausführbare Form. Da die gesamte Belastung auf die verhältnismäßig kleinen Fundamentflächen der Zwischenpfeiler zusammengeführt wird, so sind die Bauweisen der Figuren 510 bis 512 nur für Felsboden zulässig, mit dem die Pfeiler zu verankern sind. Durch diese Verankerung und dadurch, daß die Decke

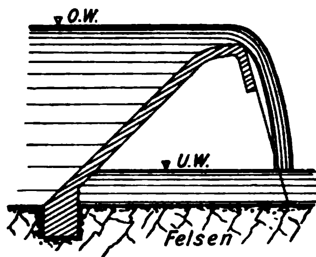


Fig. 511.

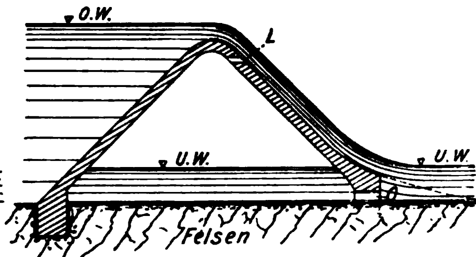


Fig. 512.

vorn und hinten genügend tief in den Felsboden hinabgeführt und hier mit diesem verankert wird, wird ein Abgleiten des Hohlkörpers verhindert. Bei weicherem und beweglichem Untergrunde, Ton, Gerölle, Kies und Sand, ist nach dem Vorbilde der Fig. 513 eine durchgehende Grundplatte anzuordnen und durch Querwände aus Eisenbeton bei *A* und *B* die Unterwaschung des Wehrkörpers zu verhindern. Diese Querwände, Spundwände, werden zweckmäßig zur Verankerung des Wehrkörpers benutzt, was wiederum bei der Eisenbetonbauweise baulich leicht durchführbar ist. Gegen Abgleiten in wagerechter Richtung wirken die in den Untergrund eingelassenen Betonkörper bei *A* und *B*. In der Grundplatte sind mit Kies zu unterbettende Öffnungen zur Verhinderung des Auftriebes vorzusehen.

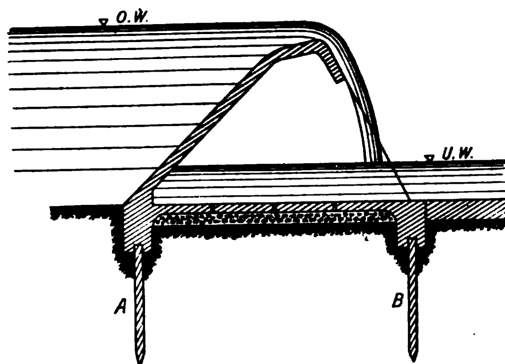


Fig. 513.

Bei den ganz geschlossenen Hohlwehren sind in der Rückendecke zwischen je zwei Pfeilern noch je zwei Öffnungen anzubringen: eine obere Luftöffnung *L*, um die Bildung einer Luftverdünnung im Hohlkörper zu verhindern und eine untere *O*, um das etwa eindringende Oberwasser in das Unterwasser abzuführen, vergleiche die Figuren 512 und 514a.

Bei größeren Wehrhöhen empfiehlt es sich, die Pfeiler durch wagerechte Eisenbetonbalken *S*, Fig. 514a und b, gegeneinander abzustützen und in den Pfeilern Öffnungen *U* auszusparen, die nicht nur eine Baustoffersparnis herbeiführen, sondern auch die Durchführung von begehbaren Besichtigungsstegen gestatten.

Die Ermittlung der äußeren Kräfte erfolgt nach Fig. 515. *G* bedeutet die Summe aus dem Gewichte der Wehrdecke auf die Länge des Pfeilerabstandes, dem Eigengewichte eines Pfeilers und gegebenenfalls dem Eigengewichte der unteren Sohlenplatte. Hierbei sind die Gewichte der unter dem niedrigsten Unterwasserspiegel liegenden Bauteile unter Abzug des Auftriebes in Rechnung zu stellen.

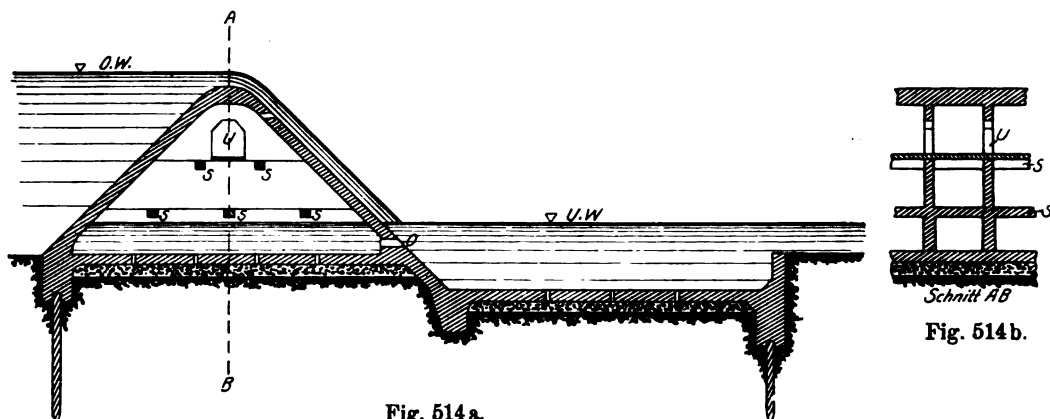


Fig. 514 a.

Fig. 514 b.

Die Stärke der vorderen Decke ist nach unten zu, entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes, entweder zu vermehren, oder es ist der Abstand der Eiseneinlagen zu verringern, oder es können auch beide Maßnahmen gleichzeitig erfolgen. Die Pfeiler sind absatzweise nach unten zu so zu verstärken, wie es die zulässige Pressung des Betons oder des Untergrundes erfordert.

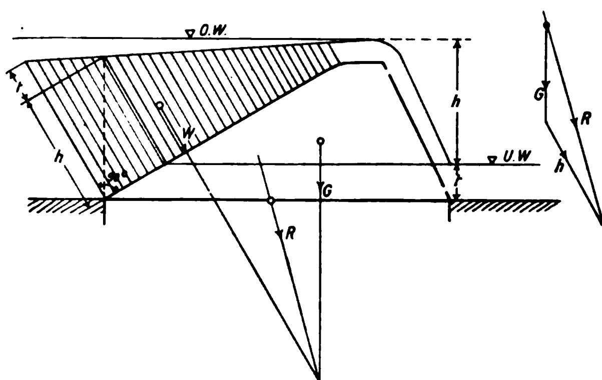


Fig. 515.

Auf die übrigens einfache Einzelausbildung der in den Figuren nicht gezeichneten Bewehrung wird hier nicht eingegangen. Es sei nur hervorgehoben, daß die bestehenden nach den vorstehenden Grundsätzen ausgeführten Eisenbetonwehre sich ausgezeichnet bewährt haben, auch in Flüssen mit starkem Eisgange. Ihre Ausführung erfordert eine nur kurze Bauzeit: eine Folge des geringen Bedarfs an Baustoffen.

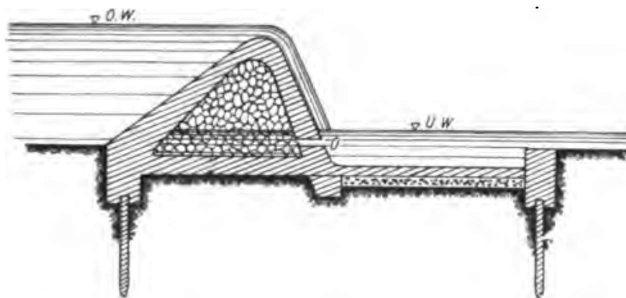


Fig. 516.

Als Betonmischung wird für die Decke 1 Teil Zement, 2 Teile Sand und 4 Teile Steinschlag, für die Pfeiler eine Mischung von 1 : 3 : 6 empfohlen. Eine ausgezeichnete Übersicht über die bisherigen bemerkenswerten Ausführungen findet sich in [5].

Endlich sei noch darauf hingewiesen, daß das Gewicht der Hohlwehre in billiger Weise durch Ausfüllung des Hohlkörpers mit Grobkies oder Gerölle vermehrt werden kann. Dann muß aber, Fig. 516, durch Öffnungen O in dem hinteren Wehrrücken das etwa eindringende Oberwasser nach dem Unterwasser abfließen können, weil sonst gegen die Unterfläche des hinteren Wehrrückens eine die Standsicherheit des Wehres gefährdende Auftriebwirkung eintreten könnte.

2. Bewegliche Wehre.

Allgemeines.

Die Höhe des Stauspiegels oder der Wasserabfluß kann nur mit Hilfe von beweglichen Wehren den jeweiligen Erfordernissen angepaßt werden. Die an die beweglichen Wehre zu stellenden Anforderungen sind außerordentlich verschieden je nach der Art des gestauten Wasserlaufes und den Zwecken der Stauanlage. Bei Stauwerken für gewerbliche und landwirtschaftliche Zwecke an kleinen Wasserläufen mit sehr geringen Kleinwassermengen und ohne plötzlich auftretende Hochfluten wird man vorzugsweise auf die Dichtigkeit der Wehrverschlüsse zu sehen haben, während auf eine große Schnelligkeit ihrer teilweisen oder gänzlichen Freigabe kein besonderer Wert zu legen ist. Bei Stauanlagen in größeren Flüssen, in denen plötzliche Hochwässer auftreten, wird, namentlich wenn sie nicht der Kraftausnutzung zu dienen haben, die möglichst schnelle und sichere Freigabe der Wehrverschlüsse erforderlich sein, während die Ansprüche an deren Dichtigkeit erst in zweiter Linie kommen. Als die beste Lösung wird selbstredend die anzusehen sein, die sowohl eine möglichst große Dichtigkeit als auch eine möglichst schnelle und sichere Öffnung des Wehrverschlusses aufweist. Wenn es auch immer erwünscht sein wird, den Stau schnell und leicht, z. B. nach dem Vorübergange einer Hochflut, wieder hervorrufen zu können, so ist das doch stets von minder großer Wichtigkeit als die Möglichkeit der schnellen Beseitigung der Staukörper.

Auch die Stauhöhen und Wassertiefen werden die Bauart beeinflussen, ferner die Rücksichten auf den Eisgang und die erforderliche Bedienung. Es liegt nahe, den am geschlossenen Wehre vorhandenen Überdruck zur Bewegung der Verschlußvorrichtungen nutzbar zu machen. Wird hierbei die Einrichtung so getroffen, daß das Wehr, zur Vermeidung eines zu hohen Staues, bei einem gewissen höheren Wasserstande sich selbsttätig öffnet und bei fallendem Wasser sich selbsttätig wieder schließt, dann hat man ein selbstwirkendes Wehr. Ist jedoch eine sichere und billige Bedienung, etwa wegen Verbindung des Wehres mit anderen Anlagen, wie Schleusen und Wasserkraftwerken, zu erreichen, dann ist es besser, auf die nie durchaus zuverlässige, da von unvermeidlichen Zufälligkeiten abhängige, Selbstwirkung zu verzichten.

Alle beweglichen Wehre erfordern einen festen Unterbau und einen sicheren Anschluß an die Ufer, die nach den gleichen Grundsätzen auszubilden sind wie die festen Wehre.

Im allgemeinen liegt der feste Rücken der beweglichen Wehre tiefer als bei den festen Wehren, zuweilen tritt er überhaupt nicht über die Flußsohle hervor. Alsdann ist der ganze Wehrboden in der Strömungsrichtung wagerecht, wenn von den Erhöhungen und Vertiefungen abgesehen wird, die die Verschlußvorrichtung erfordert.

Die Ausbildung der festen Böden erfordert gerade bei den beweglichen Wehren eine ganz besondere Sorgfalt, weil von ihr die planmäßige Wirksamkeit der beweglichen Teile abhängt und weil etwaige Beschädigungen des festen Unterbaues größere Störungen

hervorrufen und höhere Wiederherstellungskosten erfordern würden als solches bei festen Wehren der Fall sein würde.

Die bei den beweglichen Wehren etwa vorkommenden Überbrückungen haben entweder nur als Bedienungsstege zur Wartung der Wehre zu dienen oder sie haben außerdem noch die Verschlußvorrichtungen abzustützen und müssen dann entsprechend ausgebildet werden. Endlich können noch feste, zu Verkehrszwecken zu erbauende Brücken mit einem beweglichen Wehre zu einem einheitlichen Bauwerke vereinigt werden. Die beweglichen Wehre werden zweckmäßig nach der Art des Verschlusses eingeteilt, der sich auf die folgenden Grundformen zurückführen läßt: Lotrecht oder nahezu lotrecht zu bewegende Tafeln und Balken, nahezu lotrecht stehende oben und unten gestützte Stäbe, um wagerechte Achsen drehbare Klappen und um ihre wagerechte Achse wälzbare Rohre.

Schützenwehre (Schleusenwehre, Fallenwehre).

Sie sind dadurch gekennzeichnet, daß ihre beweglichen Verschlußteile tafelförmige Gebilde sind: Schütze, Schütztafeln oder auch Fallen genannt, die lotrecht oder nahezu lotrecht in festen Führungen durch über Wasser liegende mechanische Vorrichtungen ganz oder nur teilweise aus dem Wasser herausgezogen oder in das Wasser herabgelassen werden können. Die Schütze nehmen entweder die ganze Breite der rechteckig umgrenzten Wehröffnung ein, oder die letztere ist der Breite nach durch Zwischenpfeiler oder Pfosten, sogenannte Griespfeiler oder Griespfosten, in mehrere nebeneinander liegende Abteilungen zerlegt, die eine jede für sich Schützenverschlüsse aufweisen. Die Zwischenstützen selbst können entweder fest oder beweglich sein. Im letzteren Falle können sie herausnehmbar, herausdrehbar oder endlich niederlegbar sein und heißen dann Setzpfosten, Losständer oder Böcke (Joche). Das ganze Gerippe der die Verschlußtafeln führenden und stützenden Teile wird Grieswerk genannt.

Das geschlossene Schütz ruht auf dem festen Wehrrücken stumpf auf und wird durch den einseitig wirkenden Wasserdruck dichtschließend an einfache Falze der seitlichen Widerlager oder Zwischenstützen angepreßt. Letztere müssen den ihnen zukommenden wagerechten Wasserdruck standsicher aufnehmen können. Das Grieswerk muß so hoch hinaufgeführt werden, daß die Schütztafel ganz aus dem Wasser gezogen werden kann, Figuren 517a bis c.

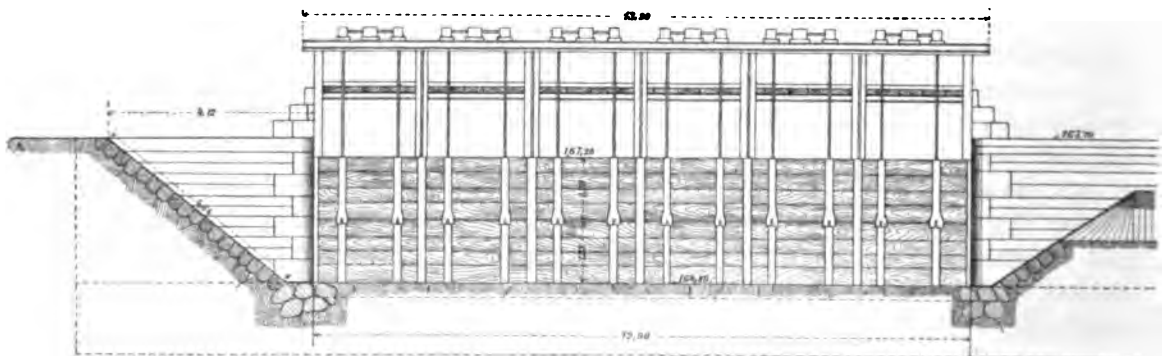


Fig. 517a. Flutschleuse in der Seille. Ansicht vom Oberwasser her.

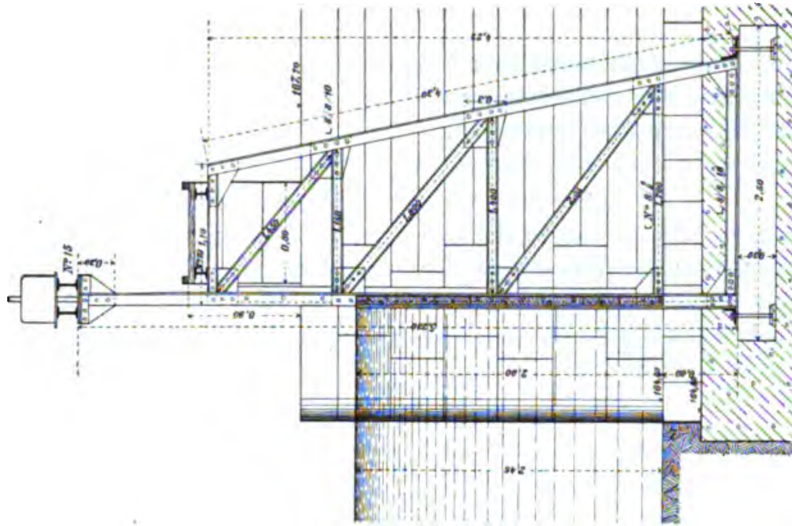


Fig. 517c. Schnitt *A—B.*

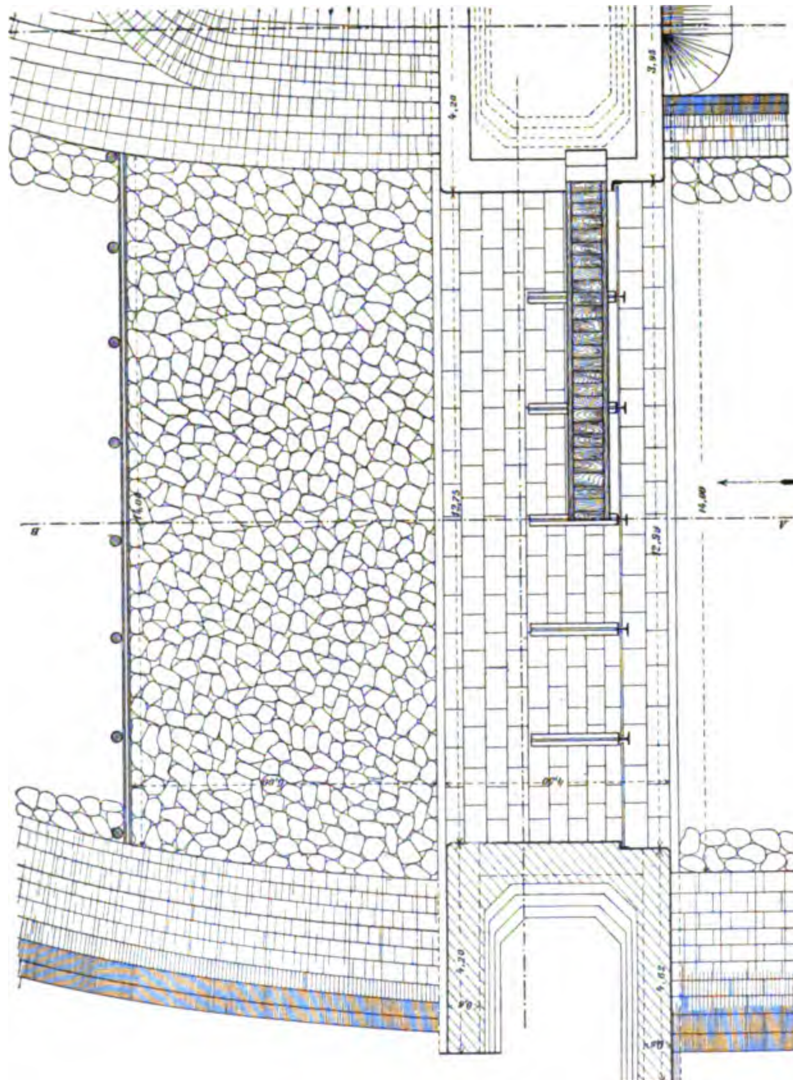


Fig. 517b. Grundriß und Draufsicht.

Ist

a der Abstand zwischen dem Hochwasserspiegel und dem Wehrrücken,

h die Höhe der Schütztafel und

z die Hubhöhe der Schütztafel,

dann nehme man an

$$z + h = a + (15 \text{ bis } 20) \text{ cm}.$$

Die Welle für die Aufzugsvorrichtung muß dann um mehr als $z + 2h$ über dem Wehrrücken oder über der Unterkante der geschlossenen Schütztafel liegen. Wo die dadurch bedingte große Höhe des Grieswerkes aus örtlichen Gründen nicht zweckmäßig ist, muß die gehobene Schütztafel aus der lotrechten in die wagerechte Lage gedreht werden: Figuren 518 bis 520.

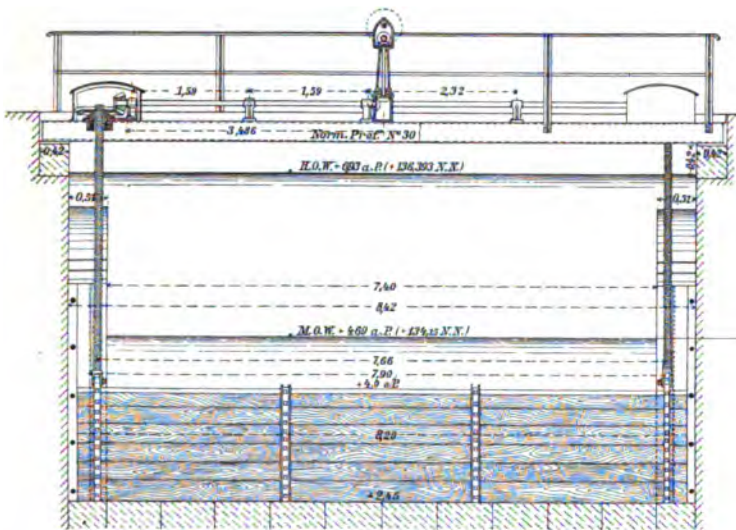


Fig. 518a. Schnitt vor dem Schütz im Oberwasser.

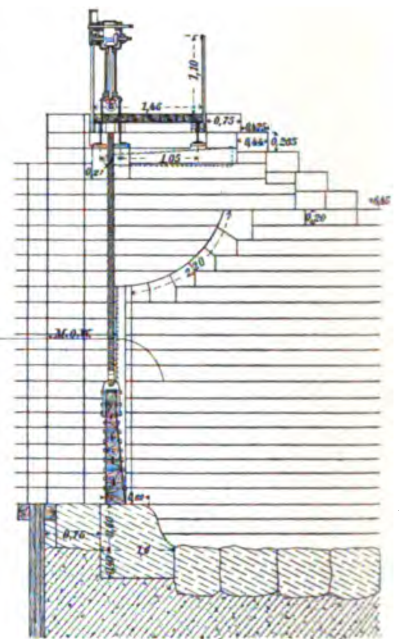


Fig. 518b. Querschnitt.

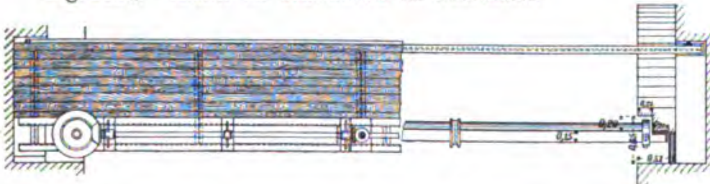


Fig. 518c. Das neue Niederwehr bei Brieg.

Von diesen Anordnungen ist die des Wehres am Mühlendamm in Berlin, Figuren 520a bis l, das einen Verschluß durch auf Gleitbahnen laufende Rollschütze aufweist, besonders beachtenswert [34]. Die Ausbildung ist von Offermann ersonnen. Es bewegen sich Blechtafeln von 2,45 m Breite zwischen I-förmigen, eisernen Griesständern. Jede Wehrtafel wird von zwei oberen und zwei unteren Rollen gestützt, die in besonderen Führungen laufen. Die unteren Rollen haben ihre Bahn in den I-förmig gestalteten Griesständern, bewegen sich also in einer Lotrechten; die oberen Rollen verfolgen beim Aufwinden der Schütze zunächst ebenfalls eine lotrechte Bahn, die aber weiterhin durch einen Viertelkreis in eine wagerechte übergeht. Die Schütztafel, welche die lichte Weite zwischen zwei Griesständern zur Breite hat, wird 0,7 m lotrecht geführt.

Diese Höhe genügt zur Regelung des Wassers bis zur Mittelwasserabführung. Bei größerer Wasserabführung werden die Schütze durch weiteres Anheben dadurch in eine wagerechte Lage gebracht, daß die unteren Rollen der lotrechten, die oberen der wagerechten Gleitbahn folgen. Die Schütztafeln verschwinden auf diese Weise vollständig

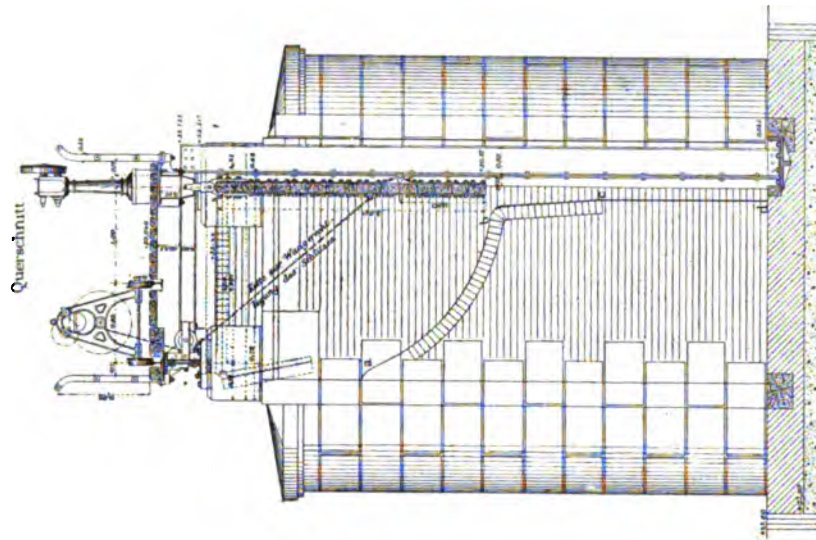


Fig. 519b.

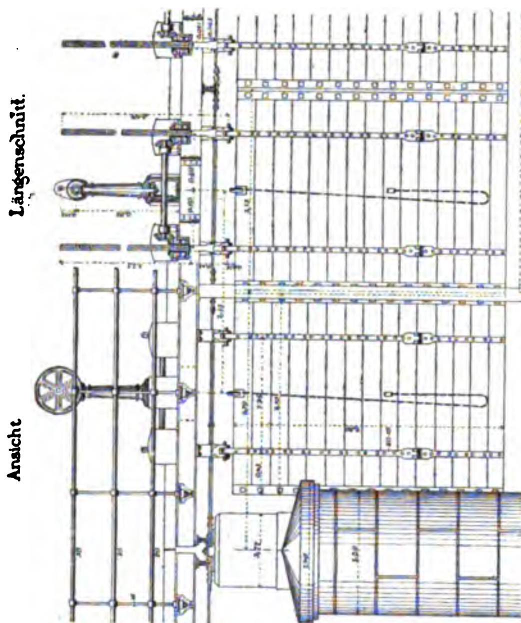


Fig. 519a. Wehranlage bei Charlottenburg.

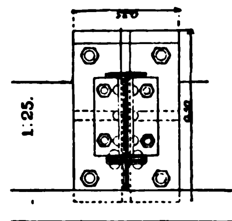


Fig. 519c.

unter der Wehrbrücke, die in diesem Falle zugleich Bergeraum für den Wehrverschluß ist. Jede Schütztafel hängt an zwei starken, am unteren Ende der Tafel angebrachten Gallschen Ketten und wird durch eine Windevorrichtung gleichmäßig angehoben. Die Abwärtsbewegung bewirkt das Gewicht der Schütztafel.

Der Wasserdruck auf ein Schütz beträgt etwa 13 t. Der Reibungswert wurde zu 0,5 angenommen. Bei einem Verhältnisse des Zapfen- zum Rollendurchmesser von 1 : 4 beträgt die Reibung am Rollenumfange

$$\frac{0{,}5 \cdot 13{,}0}{4} = 1{,}6 \text{ t.}$$

Soll das Schütz unter den ungünstigsten Verhältnissen durch sein Eigengewicht sich schließen, so muß dieses Gewicht mindestens 1,6 t betragen. Die Hebevorrichtungen

Fig. 520 b. Schnitt n—o.

Fig. 520 a. Griesständer.

Fig. 520 a und 520 b. Wehr am Mühlendamm.

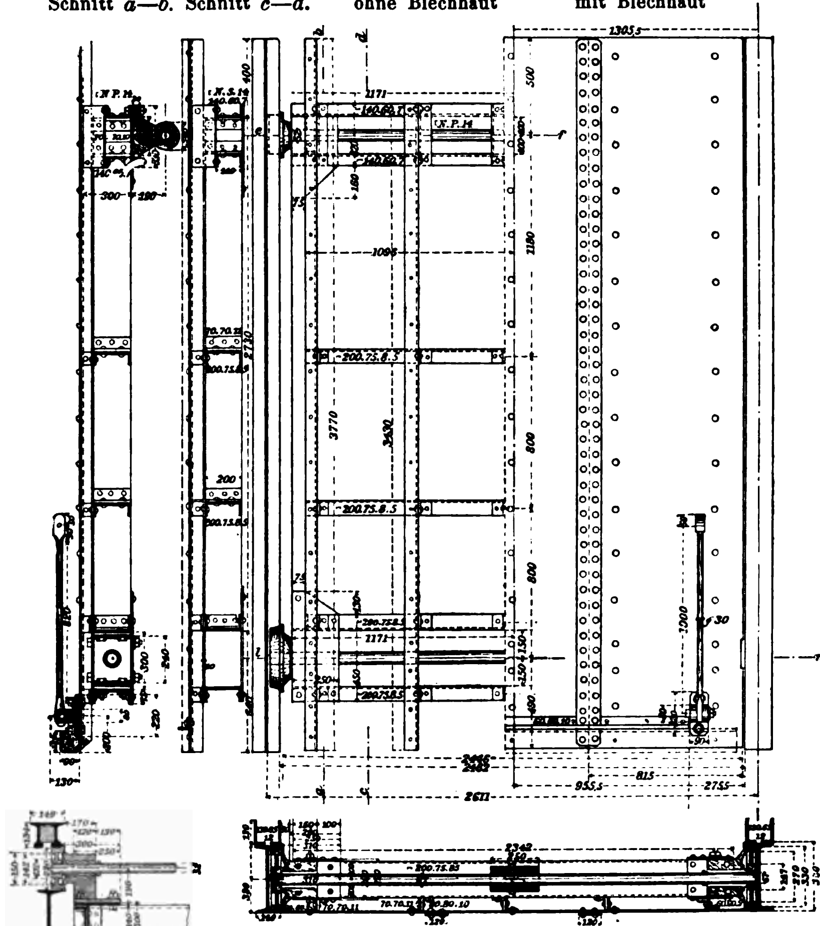


Fig. 520e. Schnitt e—f.

Fig. 520d. Schnitt l—m.

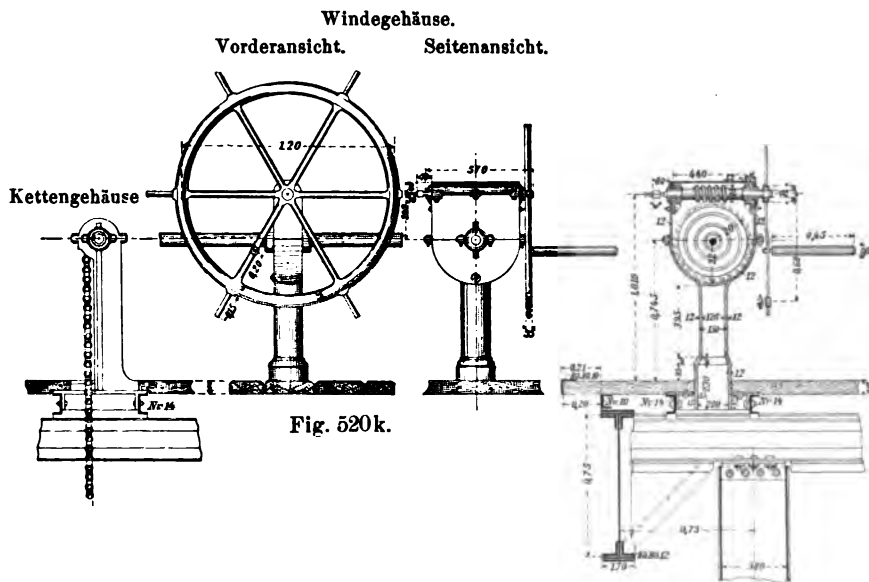


Fig. 520k.

Fig. 520k. Querschnitt.

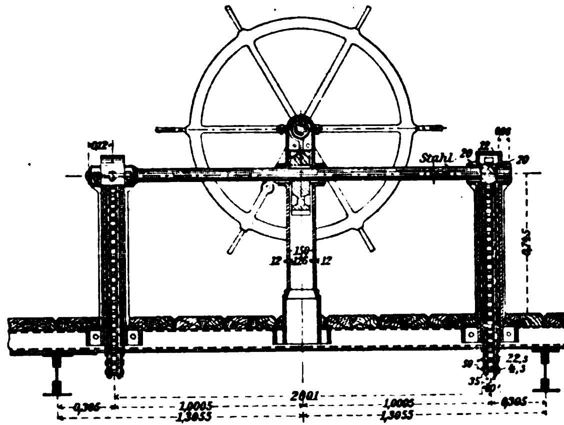


Fig. 520 i. Längenschnitt.

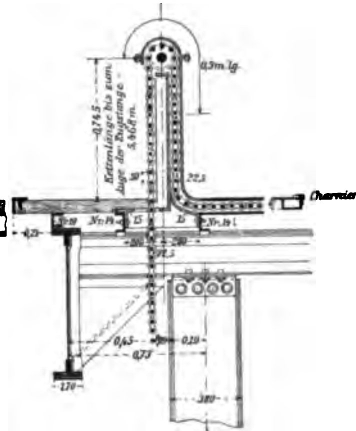


Fig. 520 l. Schnitt durch das Kettengehäuse.

waren daher so zu gestalten, daß mit ihnen 3,5 t gehoben werden konnten. Diese Last ist nur beim Anfange der Bewegung zu überwinden, mit dem Aufziehen des Schützes nimmt der Wasserdruck ab, die aufzuwendende Arbeit ändert sich daher in jedem Augenblicke.

Zwischen den Schütztafeln und Griesständern sind 7 mm breite Fugen vorhanden, die bei Niedrigwasser mit hölzernen Stäben vollständig abgedichtet werden können.

Die Schützenwinden werden von Hand bewegt. Die beiden Gallschen Ketten, an denen die Schütze hängen, laufen über zwei Kettenräder auf gemeinsamer Welle, werden also durchaus gleichmäßig angetrieben. An dem freien Ende laufen die Ketten in einem ihrer Stärke entsprechenden Kanal und werden auf diese Weise geführt. Die Kettenkanäle liegen zum Teil in dem Bohlenbelage der Brücke.

Die unbequem zu handhabenden herausnehmbaren und wieder einzusetzenden Setzpfosten sind nicht zu empfehlen, zumal sie unschwer durch bessere Anordnungen ersetzt werden können.

Die Schütztafeln selbst werden aus Holz oder aus Eisen hergestellt. Je größer sie sind, um so mehr wird sich das Eisen dem Holz überlegen zeigen. Ihre Stärke ist nach dem größten von ihnen aufzunehmenden Wasserdruck zu berechnen.

Ist

b die Lichtweite der Schützenöffnung in cm,

γ das Gewicht eines Kubikzentimeters Wasser in kg,

h der Abstand der Schützunterkante vom Oberwasserspiegel in cm,

h_1 » » » Schützoberkante » » » »

h_2 » » » Schützunterkante » Unterwasserspiegel in cm,

dann ist der Wasserdruck auf die lotrechte Schütztafel

$$W = \frac{\gamma}{2}(h^2 - h_1{}^2 - h_2{}^2)b \text{ in kg,}$$

während auf ihren unteren, h_2 cm hohen, Teil auf 1 cm Höhe ein gleichmäßig verteilter Druck kommt

$$p = \gamma(h - h_2) \text{ kg/cm.}$$

Da die Tafel als Balken auf zwei Stützen mit b cm Stützweite gelagert ist, so ist

$$M_{max} = \frac{\gamma (h - h_2) \cdot b^2}{8} = \sigma \frac{\delta^2}{6},$$

wenn σ die zulässige Biegungsbeanspruchung in kg/qcm und δ die gesuchte Stärke in cm bezeichnen.

Für Holz wird, bei $\sigma = 60$ kg/qcm

$$\delta = 0{,}0035\, b \sqrt{h - h_2}.$$

Bei fehlendem Gegendrucke des Unterwassers oder für $h_2 = 0$ wird

$$\delta = 0{,}0035\, b \sqrt{h}.$$

Bei höheren Schützen von großer Breite wird man die Holzstärke δ von unten nach oben sprungweise oder allmählich abnehmen lassen (vergl. Fig. 518b).

Ergeben sich Holzstärken von mehr als etwa 30 cm, dann sind eiserne Schütztafeln anzuordnen, bei denen der Wasserdruck von der Blechhaut auf wagerechte Träger übertragen wird, die ihrerseits den Druck auf die Widerlager abgeben. Bei geringer Breite und Höhe der Tafel genügen ein oberer und unterer Träger, bei größeren Tafeln sind außer diesen noch Zwischenträger anzuordnen, deren gegenseitiger Abstand entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten abnimmt, während die Blechhaut in gleicher Stärke durchgeführt wird. Wenn Walzprofile nicht genügen, dann sind die wagerechten Träger als Fachwerkträger auszubilden, die zusammen mit lotrechten Aussteifungen das Gerippe für die aufzunietende Blechhaut bilden. Falls die Fachwerkträger keine zu große Breite erhalten, werden sie als Parallelträger ausgebildet, bei größeren Schützen empfiehlt es sich, die Gurtungen gegen die Enden zusammenzuführen, um in der Falzunterkante des Widerlagers mit einer möglichst geringen Konstruktionsbreite auszukommen.

Ist

G das Eigengewicht der Schütztafel,
W der auf ihr lastende Wasserdruck und
μ die Zahl der gleitenden Reibung,

dann ist zum Aufziehen der Tafel eine Zugkraft

$$Z = G + \mu W$$

erforderlich.

Diese Zugkraft kann durch verschiedene Mittel vermindert werden: durch Verringerung der Schützhöhe, falls ihre Breite als gegeben angesehen wird, durch Verringerung der Reibungsgröße μ und durch Gegengewichte.

Die Verringerung der Höhe der Schütztafel läßt sich dadurch erreichen, daß diese aus zwei übereinander liegenden Tafeln von je der halben erforderlichen Höhe zusammengesetzt wird. Wird nun, Fig. 521, die untere Tafel, deren unterer Rand vorspringt, zunächst allein gehoben, dann ermittelt sich, da auf sie bei der gezeichneten Belastung nur drei Viertel des gesamten Wasserdruckes wirken, für den Augenblick des ersten Hebens die erforderliche Zugkraft

$$Z = \frac{G}{2} + \frac{3}{4} \mu W.$$

Sobald der untere Rand der unteren Tafel gegen die obere Tafel anstößt, ist das Gesamtgewicht G zu heben. Inzwischen hat sich aber der Oberwasserspiegel so tief gesenkt, daß die nunmehr zu überwindende Reibung gering ist.

Die Verringerung von μ läßt sich zunächst dadurch herbeiführen, daß man möglichst glatte Flächen aus möglichst harten Stoffen gegeneinander gleiten läßt, also Eisen gegen Eisen, daß man daher die Gleitflächen der Schütztafel und der Nut mit gehobeltem Eisen belegt. Da jedoch bei unreinem Wasser mit der Verschlammung der ja auch dem Rosten ausgesetzten Gleitflächen zu rechnen ist, so ist eine wirksame Verringerung der Reibung auf diesem Wege nicht zu erreichen. Man wird daher auch bei einer solchen Ausbildung der Gleitflächen noch mit einer Reibungsgröße

$$0{,}5 > \mu > 0{,}3$$

zu rechnen haben.

Für große Schütze ist deshalb die gleitende Reibung in rollende zu verwandeln. Ist r der Halbmesser der Rolle in Zentimetern, so wird bei Rollschützen

$$Z = \frac{0{,}055 \cdot W}{2 \cdot r} + G.$$

Wird G durch ein Gegengewicht aufgehoben, dann ermäßigt sich die Zugkraft auf

$$Z = \frac{0{,}055 \cdot W}{2 \cdot r}.$$

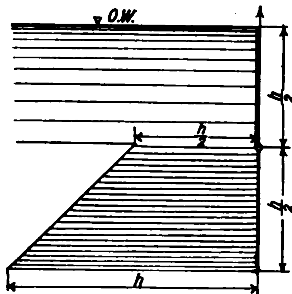


Fig. 521.

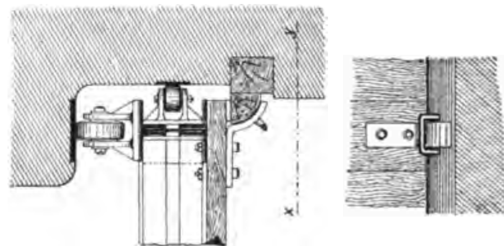


Fig. 522a. Horizontalschnitt. Fig. 522b. Schnitt x–y.

Bei der baulichen Ausbildung der Rollschütze kommt es grundsätzlich darauf an, mit der Druckübertragung durch Rollen eine Dichtung des Schützanschlusses zu vereinigen, ohne daß die letztere eine nennenswerte Reibung bei der Bewegung der Schütztafel hervorruft.

Nach diesem Grundsatze hat Lionel Bury Wells ein Schützenwehr über den Weaver ausgebildet [6]. Der Weaver wird durch feste Steinpfeiler in Schützöffnungen von 4,57 m Weite geteilt und ist mit einem leichten Eisenbau überbrückt, der auf den Pfeilern aufliegt und die zum Aufziehen der Schütztafeln dienende fahrbare Kranwinde trägt. Die Höhe der Schütztafeln, deren Gerippe aus genieteten Trägern besteht und die einen hölzernen Belag besitzen, beträgt 3,96 m. Die Tafeln lehnen sich gegen die Pfeiler, indem sie den Wasserdruck nach Fig. 522 mittels mehrerer an jedem der lotrechten Schützrahmen übereinander angebrachter gußeiserner Rollen auf eine behobelte Flacheisenschiene übertragen, die beiderseits in dem Anschlage des Pfeilers befestigt ist. Die Schütztafel wird, ganz unabhängig von der Druckübertragung, durch eine in eisernen Bügeln am Bohlenbelage lose gehaltene Holzleiste an beiden Schützrändern entlang gedichtet. Die Leiste wird mit ihren behobelten Flächen durch den Wasserdruck sowohl an eine glatt bearbeitete Flachschiene, die auf dem Bohlenbelage befestigt ist, als auch an eine im Mauerwerk seitwärts angebrachte Holzschwelle angepreßt. Die kleineren Rollen dienen zur genaueren Führung des Schützes und sollen dessen etwaiges

Ecken oder Klemmen bei der Bewegung verhüten. Die Holzleisten sind durch entsprechende Befestigungen am Schütz, die genügenden Spielraum gewähren, vor Entwendung zu sichern. Da die Holzleisten sich frei bewegen können, soweit es der Spielraum in den Bügeln gestattet und da sie erst durch den Druck des Oberwassers scharf in die Ecken gepreßt werden, so ergeben sich bei der Bewegung des Schützes folgende Reibungsverhältnisse.

1. Zieht man das Schütz um ein beliebiges Maß aufwärts, läßt dabei aber die Holzleisten in ihrer Stellung unverändert (um sie erst später nachzuziehen), so entsteht als Widerstand gegen die Hebung gleitende und rollende Reibung, die von dem auf die Schütztafel entfallenden Wasserdruck abhängt.

2. Hebt man dagegen durch einen an den Bügeln oder der Holzleiste anzubringenden Mitnehmer die letztere gleichzeitig beim Aufziehen der Schütze mit in die Höhe, so kommt nur die gleitende Reibung in Betracht, die von der Größe der ganzen Schütztafel unabhängig ist.

3. Zieht man endlich die Leiste vorher aufwärts und hebt das Schütz erst nachträglich, so tritt an jeder Seite gleitende Reibung auf, die dem ganzen, auf die gekrümmte Fläche der Leiste entfallenden Wasserdrucke entspricht. Es wird sich demnach, wenn man die gleitende Reibung möglichst vermindern will, ein vorheriges Ausheben der Leiste nicht empfehlen. Bei einer Senkung der Schütze bleiben hinsichtlich der entstehenden Reibungswiderstände die vorstehenden Betrachtungen unverändert gültig.

Der Betrieb wird sich nun folgendermaßen gestalten. Nach dem Einsetzen oder vor dem völligen Aufziehen der Schütze werden die Leisten von oben her unter die Bügel eingeschoben oder unter ihnen heraufgeholt. Soll dagegen nur die Stellung der Schütze verändert werden, so können die Holzleisten ebensogut vor wie nach vollzogener Bewegung des Schützes, oder auch, beim Vorhandensein eines geeigneten Mitnehmers, gleichzeitig mit dem Schütz eingestellt werden. Bei gleichzeitiger Bewegung von Schütz und Dichtungsleiste wird die gleitende Reibung bei sonst gleichen Verhältnissen stets einen geringeren Wert erreichen, es kann jedoch auf die Ausführung eines Mitnehmers bei Wehren mit nicht allzu großer Druckhöhe, bei denen die vermehrte gleitende Reibung nicht so sehr ins Gewicht fällt, verzichtet werden und es wird ein vorheriges Ein- und Ausheben der Leisten wohl meist vorgezogen werden. Sollte sich jedoch in besonderen Fällen zur leichteren Handhabung ein gleichzeitiges Ausheben von Schütz und Dichtungsleiste empfehlen, so ist dieses sehr einfach durch einen auf dem obersten und untersten Bügel übergeschobenen Ring zu erreichen, der den Bewegungen der Leiste den nötigen Spielraum gewähren muß: dann braucht die am Schütz lose hängende Holzleiste nicht mehr besonders gehandhabt zu werden.

Das in Figuren 523a bis c dargestellte Schützenwehr bei Herbrum ist mit Schützen des Systems Stoney versehen, so benannt nach dem englischen Ingenieur F. G. M. Stoney [7]. An beiden Enden der Schütztafel ist auf der Unterwasserseite je eine lotrechte Laufleiste L auf der Tafel befestigt, die den Auflagerdruck auf einen Rollenwagen R überträgt. Der Rollenwagen selbst überträgt den Auflagerdruck auf eine feste lotrechte Führungsleiste W. Der Rollenwagen ist nun bei A an der beweglichen Schütztafel und bei B an der Wehrbrücke aufgehängt. Während die Schütztafel gehoben wird, legt der Rollenwagen die Hälfte ihres Weges zurück. Die Dichtung wird durch die Eisen Z bewirkt. Das Gewicht der Tafel wird durch zwei Gegengewichte zum Teil ausgeglichen.

Das Schütz ist so geführt, daß es auch einen Überdruck vom Unterwasser her aufnehmen kann, der durch zwei Stützrollen auf jeder Seite auf das Pfeilermauerwerk übertragen wird. Die Schütze hängen an je zwei Zahnstangen, in welche die Triebräder der in der Mitte der Wehröffnung aufgestellten Winde eingreifen. Diese Bewegungsart ist zur Erhöhung der Betriebssicherheit einer Aufhängung an Drahtseilen vorge-

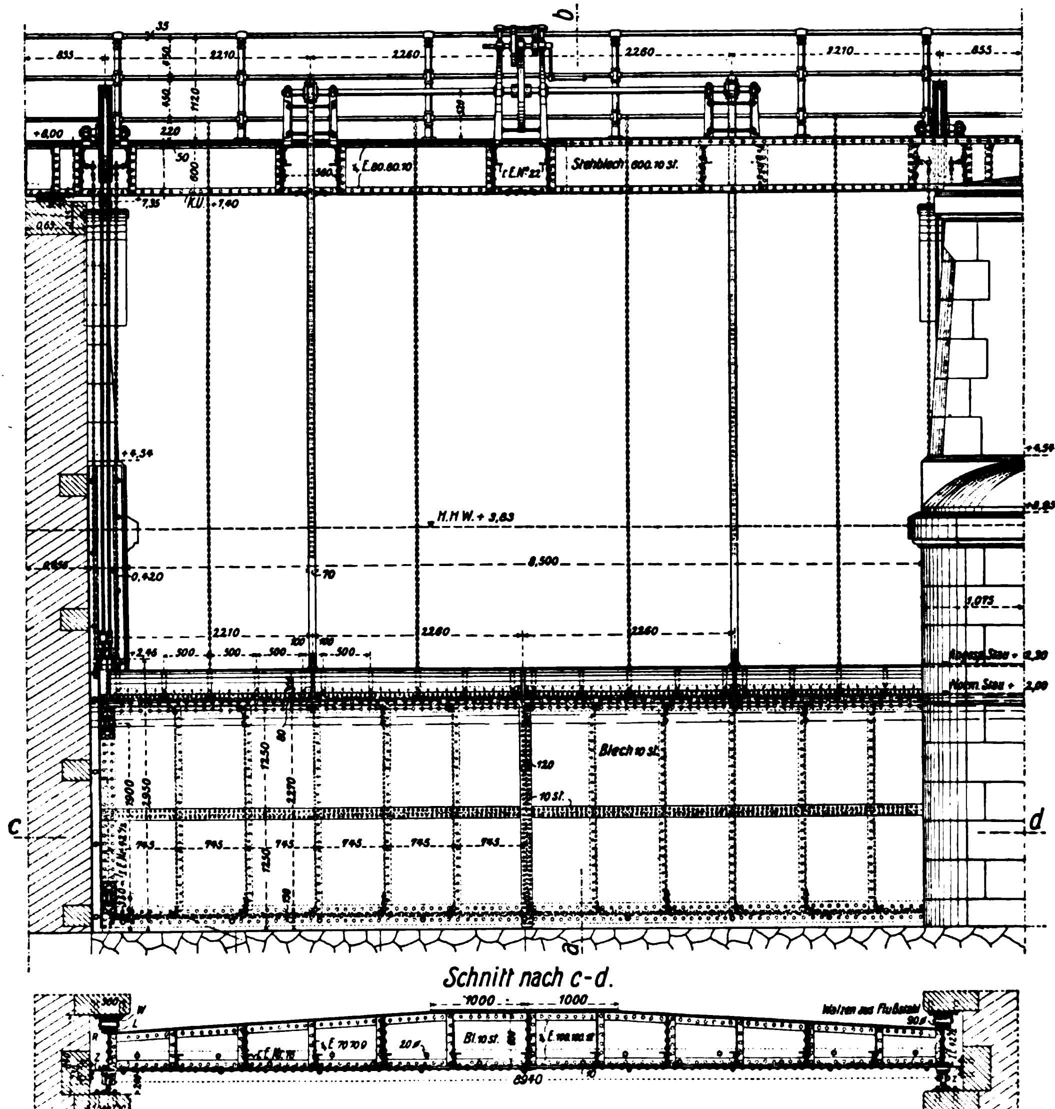


Fig. 523a und 523c.

zogen, da trotz der theoretisch genügenden Seilreibung ein Gleiten der Drahtseile und Anecken der Schütze möglich erschien. Auf die Schütztafeln sind bewegliche Klappen aufgesetzt, die nötigenfalls den Stau um 30 cm erhöhen können. Sie sind für jedes Schütz vierteilig und mit gußeisernen Zwischenstücken in Höhe des unteren Drittels drehbar so gelagert, daß sie sich bei hohen Wasserständen von selbst umlegen, falls

sie nicht durch die am Geländer der Laufbrücke befindlichen Halteketten festgestellt sind. Die Kurbel muß langsam und gleichmäßig angedreht werden, damit die Ketten, an denen der Rollenwagen hängt, nicht brechen. Es dürften daher diese Ketten durch Drahtseile zu ersetzen sein. Ein Schütz kann bequem durch einen Arbeiter gehoben werden.

Querschnitt nach a-b.

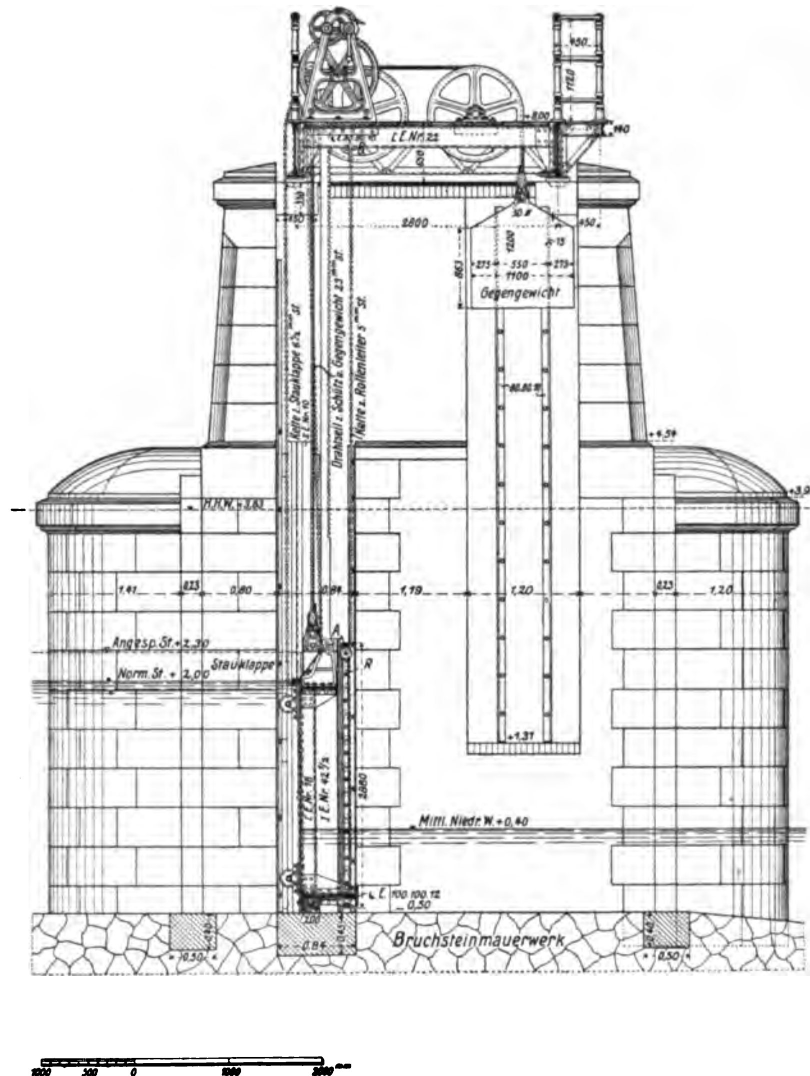
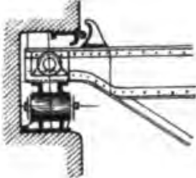


Fig. 523b.

Bei dem gleichfalls mit Stoneyschützen versehenen **Stauwehre in Beznau a. d. Aare** [8], Fig. 524, wird die Abdichtung durch einen zylindrischen Dichtungsstab bewirkt, der am Schütz selbst beweglich aufgehängt ist. Der Stab legt sich durch den Wasserdruck an die beiden Leisten an. Das Wehr ist durchweg in den felsigen Untergrund eingebettet. Die Auflagerflächen der Schütze sind allenthalben mit gußeisernen

Platten bewehrt, vor denen sich eine Quaderverkleidung befindet. Die Wehrpfeiler tragen eine als Parallelfachwerkträger ausgebildete Dienstbrücke, auf deren Obergurt die Aufzugsvorrichtungen der Schütze angeordnet sind. Die Schütze haben bei 16,2 m Länge eine Höhe von 6,30 m; jedes Schütz besteht aus sieben wagerechten Fachwerkträgern, an die sich oberwasserseits eine ebene Blechwand legt. Am Fuße der Schütze sind eichene Abdichtungsbalken angebracht, die bei geschlossenen Schützen dicht auf den gußeisernen Platten der Schwellen aufsitzen. Jedes Schütz ist an zwei Gallschen Ketten aufgehängt und mit zwei Gegengewichten versehen.


Fig. 524.

Die Griespfeiler sind wie Brückenpfeiler zu berechnen, werden aber, da sie die Dienstbrücke zu tragen haben, länger sein als es die Standsicherheit erfordert. Bisher ist es üblich, die Widerlagsflächen für die Schütze für parallele Auflagerdrücke auszubilden. Nun entstehen aber bei breiten Schützen und großen Stauhöhen beträchtliche Auflagerdrücke und deshalb, besonders durch Temperaturschwankungen, erhebliche Seitenkräfte. A. Eggenschwyler [9] hebt nun hervor, daß schon eine Temperaturänderung von etwa 5° C genügt, um über unnachgiebigen Auflagern Kräfte zu erzeugen, die auf die Hälfte des Auflagerdruckes anwachsen können. Der bei der elastischen Längenänderung zu überwindende Gleitwiderstand kann zu etwa 0,5 angenommen werden und deshalb können Ausschläge des Auflagerdruckes nach innen oder außen um den

$$\sphericalangle\, \varphi = \operatorname{arctg} 0{,}5$$

entstehen. Bei parallelen Auflagerdrücken können dann, Fig. 525, die Mauerwerkskanten abgesprengt werden oder doch hinter den untersten Auflagerquadern Risse entstehen, die sich allmählich vergrößern und schließlich zu einem Unfall führen können.

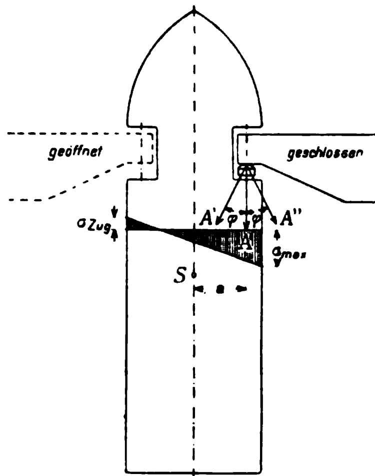


Fig. 525.

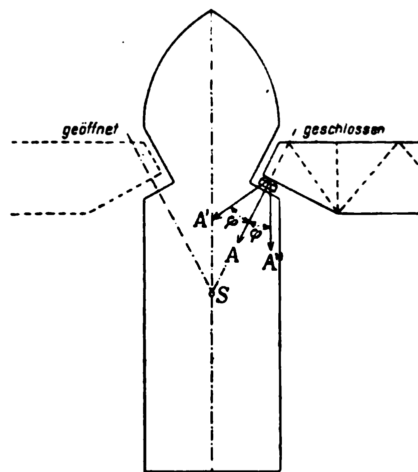


Fig. 526.

Es sind daher auf Grund der gleichen Erwägungen, wie sie für Brücken angestellt werden, die Auflager genügend weit hinter die Pfeilerkante zu führen, wenn es nicht nach den durchaus richtigen Vorschlägen Eggenschwylers vorgezogen werden sollte, nach Fig. 526 die Nuten so auszubilden, daß der Normaldruck nach dem Pfeiler zu abgelenkt wird. Man wird dann unter Verringerung der Stützweite der Schützträger

und des Gewichtes der Eisenkonstruktion die Gefahr des Absprengens der Mauer unter dem Einflusse der Seitenkraft A'' wesentlich mildern.

Was die Beanspruchung des ganzen Wehrpfeilers angeht, so ist, wenn beide anschließenden Schütze geschlossen oder gleich hoch gehoben sind, der Pfeiler bei beiden Anordnungen der Figuren 525 und 526 symmetrisch und gleich stark beansprucht. Ist dagegen ein Schütz geschlossen, das andere gehoben, so wirkt der Druck bei parallelen Auflagerdrücken exzentrisch auf den Pfeiler und verursacht ein Drehmoment $A \cdot a$, Fig. 525. Es ist am günstigsten, wenn der Auflagerdruck durch den Schwerpunkt S des Pfeilerquerschnittes geht, was eben nur bei auseinandergehenden Auflagerdrücken möglich ist.

Berechnung der Griesständer. Ist

γ das Gewicht von 1 cbm Wasser und

b der Abstand von Mitte zu Mitte Schütztafel,

und ist, Figuren 527 und 528,

$$l_1 = \frac{l}{\sin\alpha};\ t_1 = \frac{t}{\sin\alpha};\ h_1 = \frac{h}{\sin\alpha};\ z_1 = \frac{x}{\sin\alpha},$$

dann ist der Druck des Oberwassers

$$P = \frac{b\gamma}{2\sin\alpha}(t+h)^2$$

und der Druck des Unterwassers

$$Q = \frac{b\gamma}{2\sin\alpha}t^2.$$

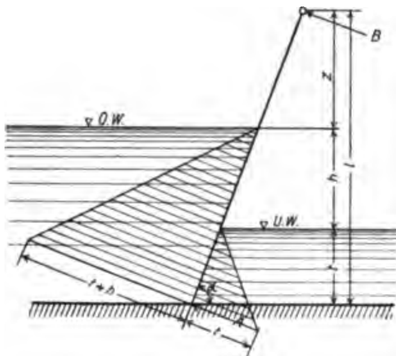


Fig. 527.

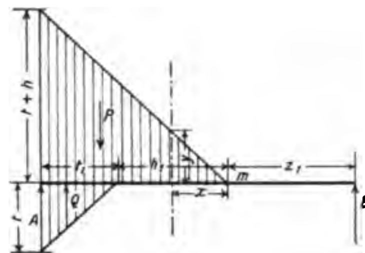


Fig. 528.

Die Stützendrücke A und B ergeben sich aus den beiden Gleichungen

$$A + B = P - Q$$

$$-Bl_1 - Q\frac{t_1}{3} + P\frac{h_1 + t_1}{3} = 0.$$

Das für die Querschnittbemessung des Ständers maßgebende größte Biegungsmoment liegt dort, wo die Summe der in Fig. 528 lotrecht gezeichneten Kräfte gleich Null ist. Aus letzterer Figur ist zu ersehen, daß die Belastung vom Punkte m aus geradlinig zunimmt. Der Zuwachs der Belastung für die Vergrößerung der Abszisse x um dx ist

$$dP = \gamma y dx, \text{ wo } y = x\sin\alpha.$$

Somit erhält man durch Integration

$$P = \gamma \sin \alpha \frac{x^2}{2} = B,$$

woraus

$$x = \sqrt{\frac{2B}{\gamma \sin \alpha}} = \zeta.$$

Das größte Biegungsmoment wird daher

$$M_{max} = -B(x_1 + \zeta) + \frac{\sin \alpha\, \zeta^3}{3}.$$

Diese Rechnung ist aber nur gültig für $\zeta < h_1$. Wird $\zeta > h_1$, dann hat man

$$\int \gamma h dx = A, \quad \text{woraus } x = \frac{A}{\gamma h} = \zeta.$$

Nunmehr wird

$$M_{max} = -\frac{A^2}{2\gamma h}.$$

Schützenwehre mit aufdrehbaren Losständern. Soll die ganze Wehröffnung freigegeben werden, dann sind die Griesständer als **Losständer** beweglich anzuordnen. Beim Vorhandensein einer festen Bedienungsbrücke werden sie an deren Untergurt gelenkartig angehängt und stützen sich im herabgelassenen Zustande mit ihrem unteren Ende gegen den festen Wehrrücken. Eine solche Anordnung zeigt die 12,80 m im Lichten weite Freiflut des **Emswehres bei Hanekenfähr** [10], die, Fig. 529,

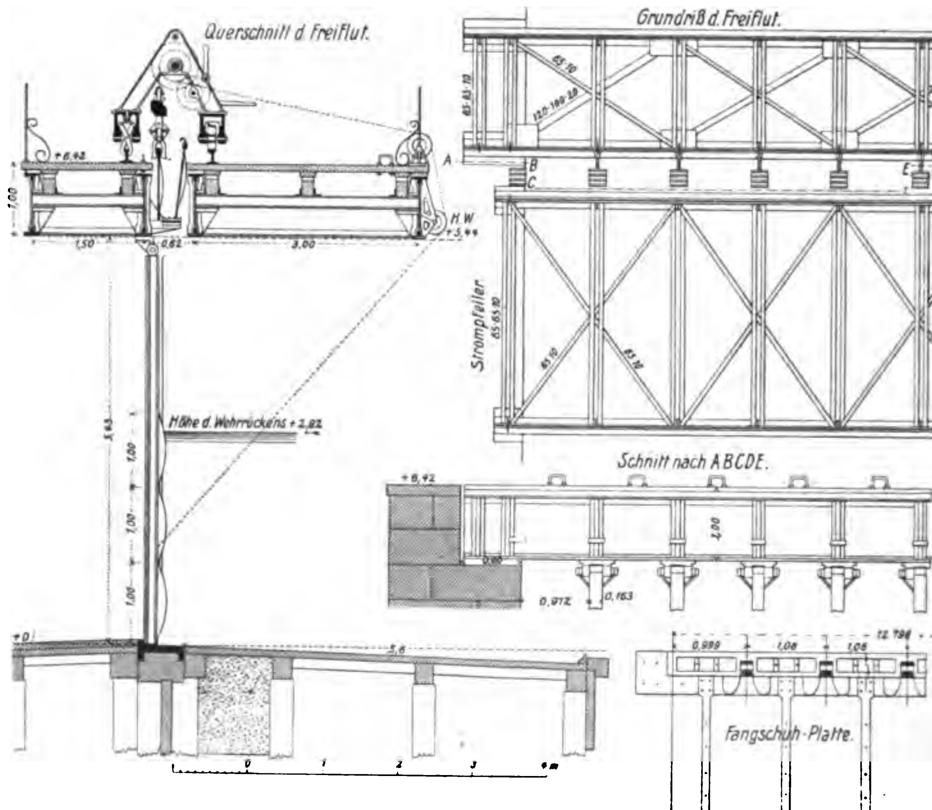


Fig. 529 b.

Fig. 529 c.

Fig. 529 a.

Fig. 529 d.

durch elf Losständer in 12 je 0,912 m weite Öffnungen zerlegt ist. Die Schütztafeln sind Buckelplatten, die beiderseitig an den Losständern geführt werden. Die sonstige Einrichtung und Handhabung des Wehres geht aus der Zeichnung hervor, wobei nur erwähnt werden mag, daß die Losständer g e g e n die Strömung aufgedreht werden, nachdem die Schütztafeln mittels der über den durchgehenden Schlitz zwischen den beiden Brücken laufenden Winde herangezogen sind.

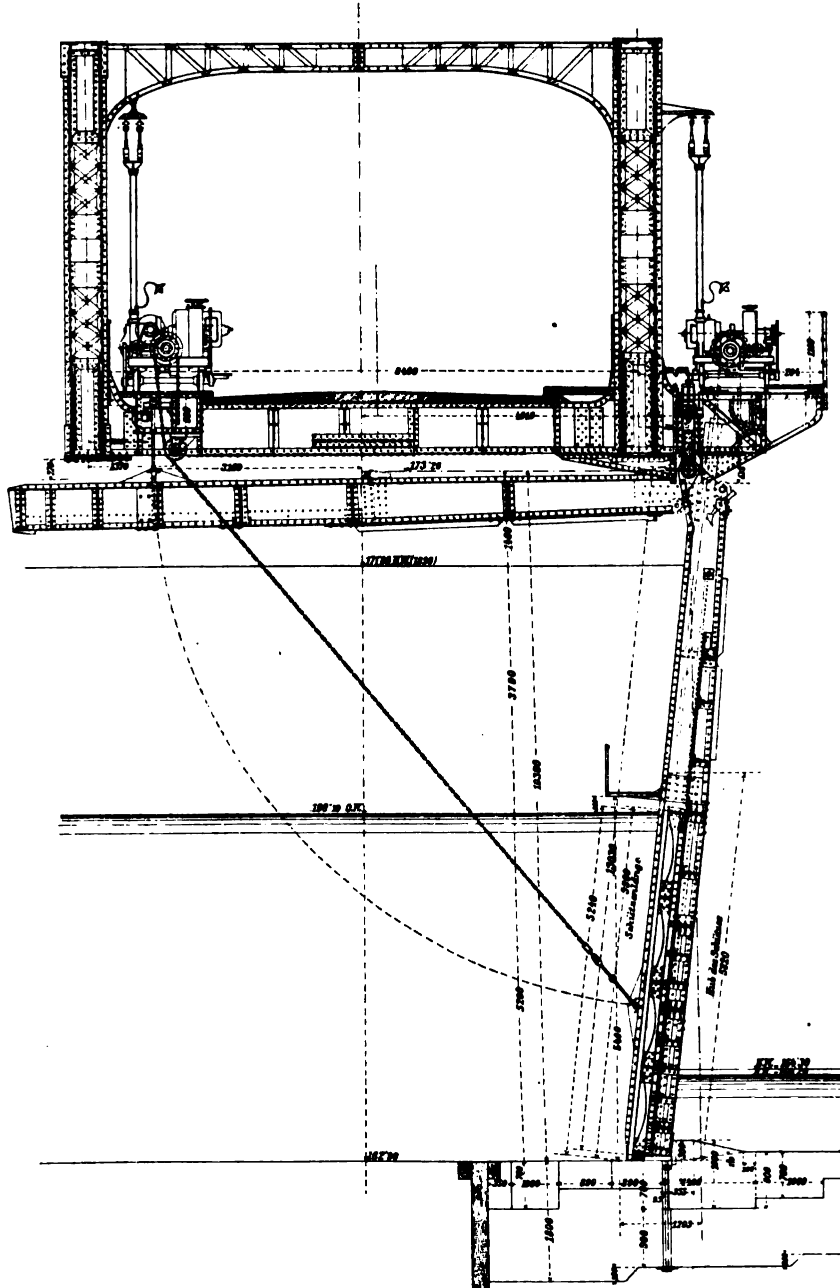


Fig. 530a. Querschnitt der Stauwehrbrücke mit herabgelassenen Ständern und Schützen. (Die Ständer in der oberen horizontalen Stellung sind in feinen Linien eingezeichnet.)

Eine grundsätzlich gleiche, wenn auch weit großartigere und mustergültig ausgebildete Anordnung zeigt das Stauwehr über die Moldau bei Wettrus-Miřovitz [11], Fig. 530, a bis c, dessen 57,6 m weite Hauptöffnung mit einem Schützenwehr versehen und zu dem Ende in 25 Felder zerlegt ist. Da die Maschenweite der Parallelträger dieser Teilung entspricht, so übertragen sich die Belastungen unmittelbar in den Knotenpunkten auf die Träger. Nahe der Mitte der Querträger nehmen lotrechte Lager den wagerechten Druck auf, indem sie sich gegen einen besonderen Verankerungsträger stützen, dessen Enden durch die Brückenlager der Hauptträger belastet sind.

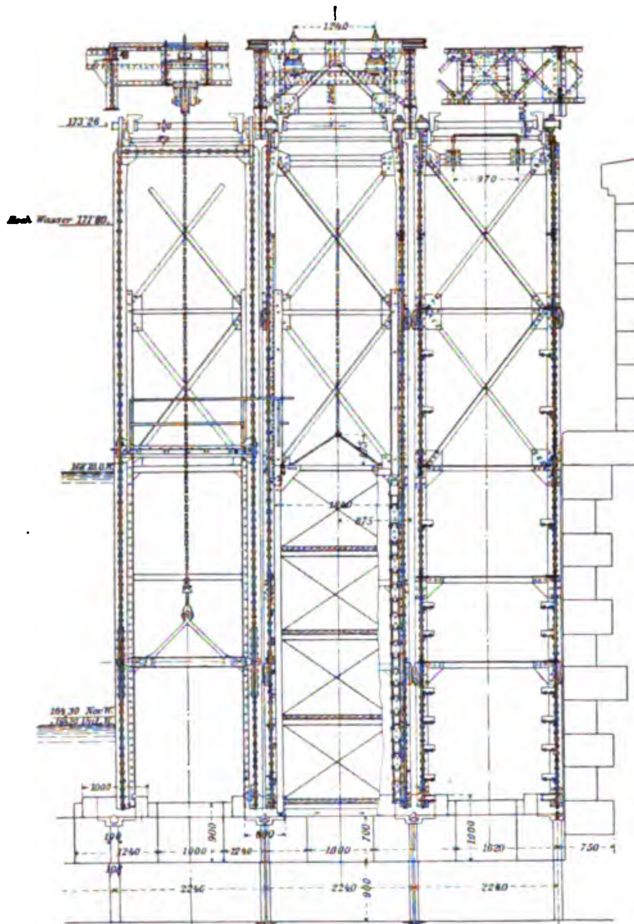


Fig. 530b. Ansicht und Längenschnitt.

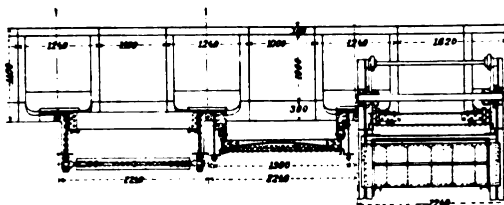


Fig. 530c. Grundriß und Horizontalschnitt.

Fig. 530b und 530c. Einzelheiten der Losständer und ihrer Aufhängung.

Durch diese Vereinigung des lotrechten mit dem wagerechten Druck wird eine solch große Reibung der Lager auf den Pfeilern erreicht, daß ein Verschieben des Brückenüberbaues durch den Wasserdruck unmöglich wird. Zur weiteren Sicherheit wurde noch das Gewicht des Pfeilers selbst zu Hilfe genommen und der wagerechte Verankerungsträger mit den Pfeilerfundamenten verankert. Die flußabwärtige Tragwand, an der die Losständer hängen und die auch den Bedienungssteg trägt, ist stärker ausgebildet als die flußaufwärtige.

Die Losständer des Schützenwehres sind auf den Konsolen des flußabwärtigen Trägers möglichst nahe dem Untergurte aufgehängt. Je zwei der aus genieteten Trägern bestehenden Losständer, sind durch Querriegel zu einem Rahmen verbunden, der auf einer gemeinsamen Welle ruht. Diese Welle ist auf einem in die Konsolträger eingepaßten Hängerahmen befestigt und in jenem zu heben und zu senken. Die Lager des Hängerahmens ruhen vermittels kräftiger Kegelfedern auf den Konsolen. Durch diese Federn soll bei etwaiger Durchbiegung des Mittelfeldes ein Aufstemmen der Losständer auf die Flußsohle möglichst vermieden werden, so daß die Hebung und Senkung

der Brückenkonstruktion auf die Losständer keinen nachteiligen Einfluß ausübt. Die aus 6 mm starken Buckelplatten bestehenden Schütztafeln bewegen sich innerhalb der Losständer auf Walzen, um den Gang der Schütze unter dem bedeutenden Wasserdrucke von etwa 25 000 kg leicht und sicher zu machen. Besonders wertvoll ist das Ergebnis eines Versuches zur Ermittlung des Widerstandes der Walzenreibung: eine mit Sand belastete Buckelplatte — die Sandbelastung entsprach dem Wasserdrucke — wurde auf der Walzenleiter, die auf zwei kräftige und gut unterstützte gewalzte Träger gelegt war, wagerecht bewegt. Der dabei ermittelte Widerstand der Walzenreibung betrug nur 227 kg.

Die Losständer und Schütze werden mit elektrischen Winden gehoben und gesenkt, die sich auf den am Bedienungsstege und auf dem flußaufwärtigen Gehwege angebrachten Gleisen bewegen. Die Bewegung kann aber auch im Bedarfsfalle mit Handbetrieb bewirkt werden. Die diesbezüglichen Proben führten zu folgendem Ergebnisse:

Gegenstand	Hubzeit		Senkzeit	
	Handbetrieb mit zwei Männern am Krane	Elektrischer Betrieb	Handbetrieb mit zwei Männern am Krane	Elektrischer Betrieb
Ein Schütz auf die Höhe von 4,5 m	20′	1′ 30″	14′ 30″	1′ 20″
Einen Losständer	45′	1′ 45″	2′ 10″	1′ 46″
Alle 25 Schütze mit zwei elektrischen Kranen oder mit zwei Männern bei Handbetrieb	4,5 St.	30′	3,5 St.	26′ 30″
Alle 25 Losständerpaare mit zwei Kranen	10 St.	45′	1 St.	40′

Die Anordnung der Losständer, Schütze und elektrischen Winden ist aus der Fig. 530 ersichtlich.

Im flußaufwärtigen Gehwege des Wehrfeldes sind Öffnungen hergestellt, durch die beim Heben der Losständer die Ketten hindurchgehen und die mit asphaltierten Deckeln geschlossen werden.

Wenn die Flüsse viel Treibzeug oder Eis bei Hochwasser führen, werden die Losständer besser in der Strömungsrichtung anstatt gegen die Strömung aufgedreht. Dann wird aber eine besondere Verriegelung oder Einklinkung der Losständer erforderlich. Fig. 531a bis d, zeigt eine solche von einem Grundablasse in der Mulde bei Bitterfeld, die von der Wehrbrücke aus betätigt wird. Da die Verriegelung flußabwärts der Schütze liegt, also meistens gut sichtbar und zugänglich ist, so kann sie gut unterhalten und vor Verkiesung oder Versandung geschützt werden.

Diese Anlage ist übrigens deshalb besonders bemerkenswert, weil nach dem von Tolkmitt im Zentralblatte der Bauverwaltung 1893, S. 413 gemachten Vorschlage die Dichtung der Schütztafeln durch Berührungsflächen gebildet wird, so daß beim Öffnen nur rollende Reibung zu überwinden ist. Das ist dadurch bewirkt, daß die Schütztafeln oben etwas breiter als unten sind, so daß ihre seitlichen Randflächen nicht lotrecht sondern trapezförmig geneigt sind. Unter genau der gleichen Neigung gegen die Lotrechte sind an den][-Griesständern die Berührungswinkeleisen angenietet, in welche die auf den Schütztafeln angebrachten Holzleisten L sich aufsetzen.

Endlich können die Schütztafeln gegen Böcke gestützt werden, die den Dienststeg tragen und um ihre untere wagerechte Achse auf die Wehrsohle niedergeklappt werden, nachdem die Tafeln herausgezogen sind. Fig. 532 zeigt ein nach diesen Grundsätzen ausgebildetes Schützenwehr in La Mulatière bei Lyon [13]. Die Einzelheiten der Ausbildung bedürfen keiner Erläuterung. Über die Bedeutung der an der Seite der Rhone unten an dem Wehrbocke angebrachten eisernen Klappe, vergleiche die angegebene

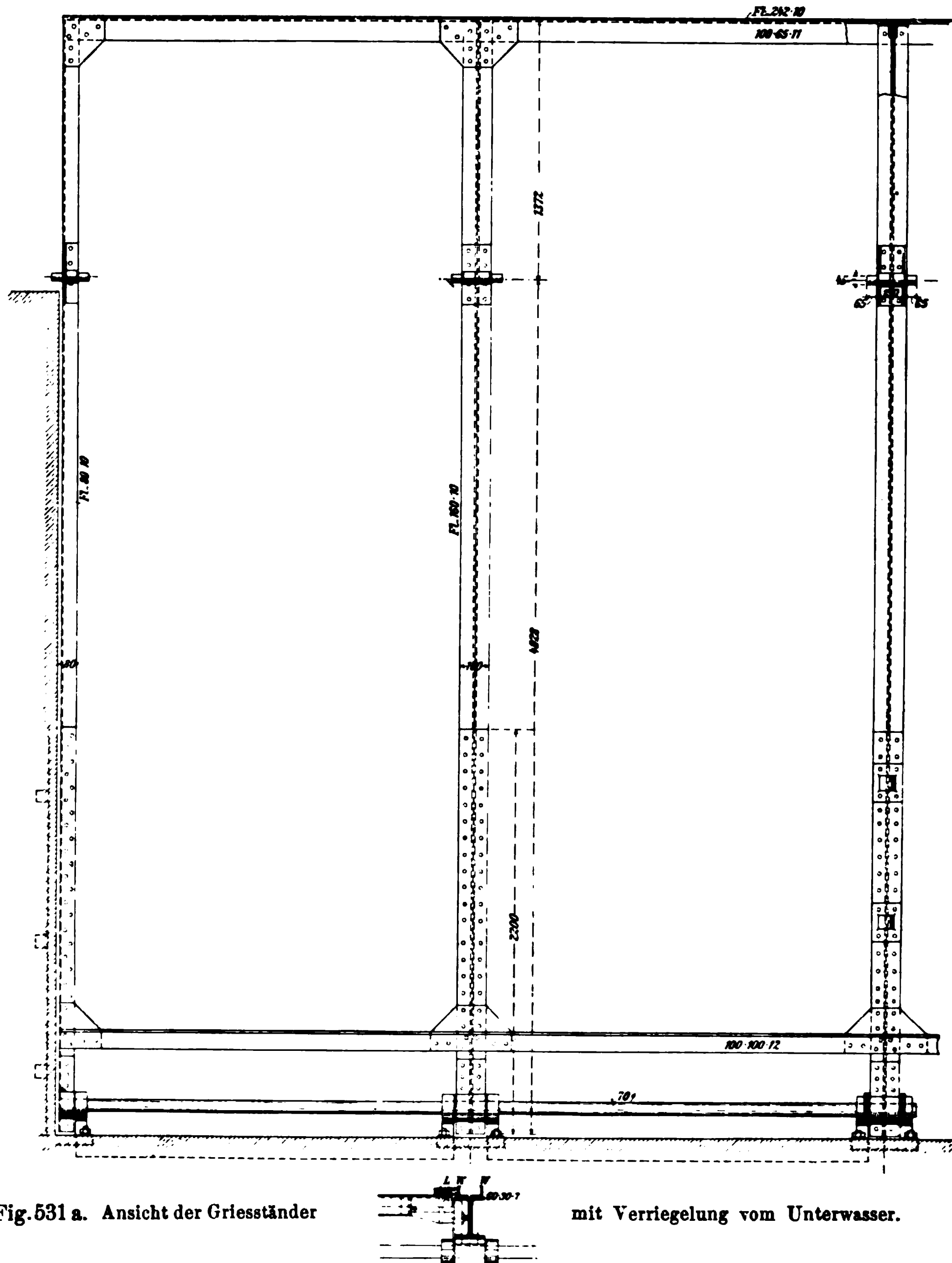


Fig. 531 a. Ansicht der Griesständer mit Verriegelung vom Unterwasser.

Fig. 531 b. Grundriß.

Quelle. Die Schützstafeln werden mittels einer auf den Dienststeg gebrachten fahrbaren Kranwinde mit einem Zugseil gehoben und mit einer druckfesten Zahnstange heruntergedrückt.

Die in das Arbeitsgebiet des Maschineningenieurs fallenden und deshalb hier nicht eingehend erörterten Aufzugsvorrichtungen zerfallen in Ketten- oder Seilaufzüge, in solche mit Zahnstangen und mit Schraubenspindeln. Von diesen sind für die gewöhnlichen Anlagen die Zahnstangenaufzüge als die besten anzusehen, zumal wenn die Zahnstange aus zwei Flacheisen mit zwischengenieteten Bolzen in sogenannter Triebstockverzahnung hergestellt wird. Solche schmiedeeiserne Zahnstangen sind bedeutend haltbarer als die gußeisernen. Außerdem kann man einzelne Zähne, falls solche durch irgend einen Zufall herausbrechen, jederzeit leicht wieder ersetzen, indem man einfach an den beschädigten Stellen neue Bolzen einzieht.

In der Regel sind, bei größeren Schützen, mehr oder weniger umfangreiche Übersetzungen erforderlich, um den Antrieb von Hand zu ermöglichen. Die druckfesten Zahnstangenaufzüge sind dort unbedingt erforderlich, wo wegen einer unter dem Schütz gehenden starken Strömung das letztere durch sein Gewicht nicht selbsttätig sinkt, also herabgedrückt werden muß. Bei größeren Schützen empfehlen sich stets Gegengewichte zur Erleichterung des Aufziehens, deren Weg gegebenenfalls bei tiefer Lage der Bedienungsbrücke durch Differentialrollen gekürzt werden kann.

Fig. 531 c. Ansicht des Schützes.

Fig. 531 d. Querschnitt der Griesständer nebst Brücke.

Dammbalkenwehre.

Für untergeordnete Stauanlagen, die für gewöhnlich geschlossen gehalten und nur selten geöffnet werden, können Dammbalkenverschlüsse verwendet werden. Zu dem Ende sind in den Widerlagern und gegebenenfalls auch in den Zwischenpfeilern lotrechte Nischen oder Dammfalze ausgespart, die zur Aufnahme der übereinander ein-



Fig. 532a.

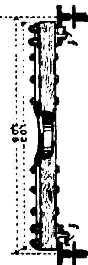


Fig. 532c.

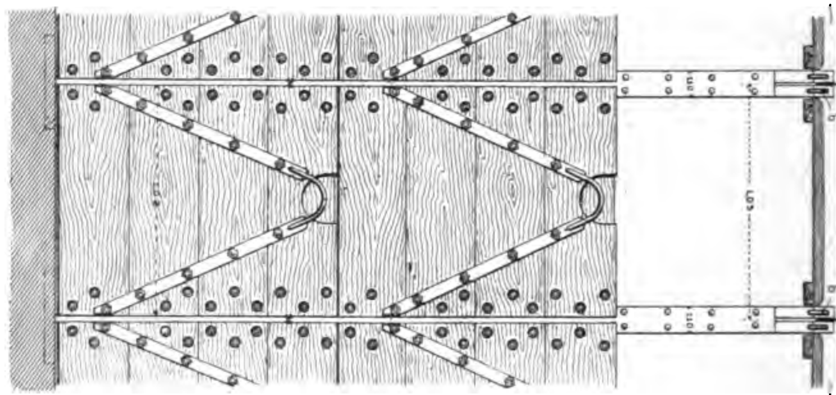


Fig. 532b.

Querschn der Schutstafel.

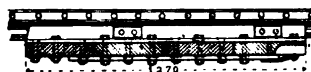


Fig. 532d.

zulegenden Dammbalken dienen. Da es sich aus baulichen Rücksichten empfiehlt, sämtliche Dammbalken gleich stark zu machen, so ist nur der unterste, am stärksten belastete, Balken als Träger auf zwei Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung zu berechnen. Die an sich schon schwierige Handhabung der Balken läßt es geboten erscheinen, Querschnitte von höchstens etwa 36 · 36 cm zu verwenden.

Eine einfache Rechnung läßt die praktischen Grenzen hinsichtlich der Stauhöhe und Stützweite für hölzerne Dammbalken erkennen.

Ist

a^2 der quadratische Querschnitt eines Balkens aus Kiefernholz in qm,

600 t/qm die zulässige Beanspruchung des Holzes,

h der auf den Balken wirkende Überdruck oder die Stauhöhe, in m,

l die Stützweite des Balkens, in m,

dann ist
$$\frac{a^3 \cdot 600}{6} = ah\frac{l^2}{8},$$
woraus
$$800 \cdot a^2 = hl^2.$$

Mit Hilfe dieser Beziehung ergibt sich folgende Zusammenstellung:

l m	Stauhöhen h in m für $a =$ 0,36	0,30	0,26	0,20	Bemerkung
15	0,46	0,32	0,24	0,14	Die Stauhöhen h verdoppeln sich, wenn die zulässige Beanspruchung des Holzes zu 1200 t/qm angenommen wird, wobei immer noch eine reichlich vierfache Sicherheit vorhanden sein würde.
12	0,72	0,50	0,38	0,22	
10	1,04	0,72	0,54	0,32	
8	1,62	1,13	0,85	0,50	
6	2,88	2,00	1,50	0,89	
5	4,15	2,88	2,16	1,28	
4	6,48	4,50	3,38	2,00	

Fig. 533a bis d, eine Stauschleuse in der Schwarzlach, zeigt die übliche Ausbildung eines Dammbalkenwehres, bei der die Teilung der nur 5,71 m weiten Wehröffnung durch eine eiserne Zwischenstütze in zwei Felder von 1,50 und 4,0 m Lichtweite bemerkenswert ist. Sie wird vermutlich angeordnet sein, um die gewöhnlichen Regelungen des Stauspiegels durch Ausheben der kürzeren, nur 1,63 m langen Dammbalken bewirken zu können, was ohne jede Schwierigkeit auszuführen ist. Wie aus Fig. 533b ersichtlich, sind an beiden Enden eines jeden Dammbalkens vortretende eiserne Bügel angebracht, und zwar am linken Ende an der Unterwasser-, am rechten

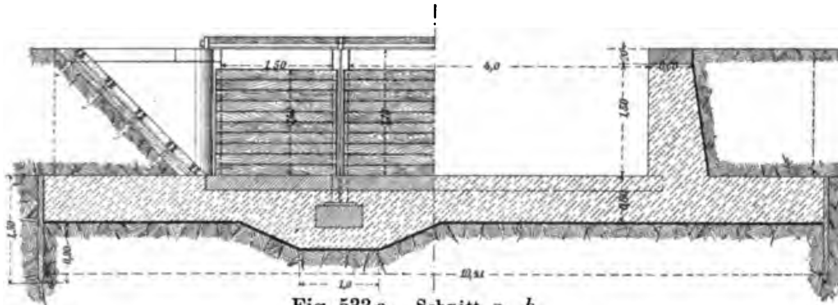


Fig. 533a. Schnitt a—b.

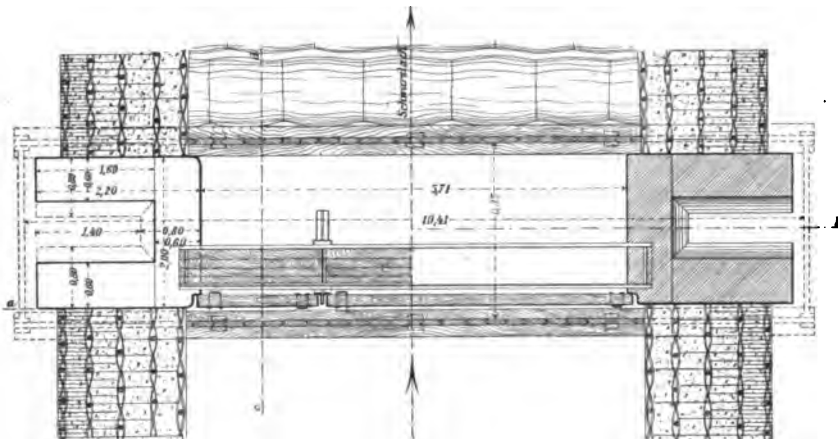


Fig. 533b. Draufsicht und Grundriß.

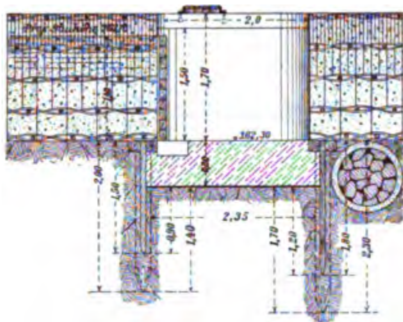
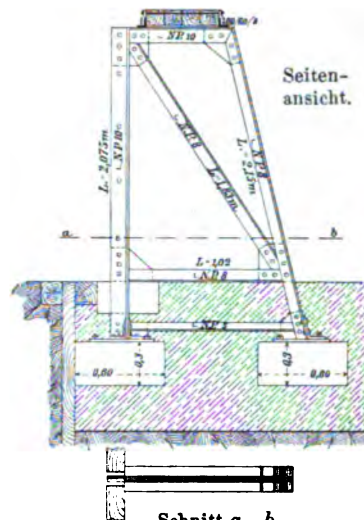


Fig. 533 c. Schnitt *c—d.*



Schnitt *a—b.*
Fig. 533 d.

an der Oberwasserseite. Von der Bedienungsbrücke aus wird jeder Bügel mit einer Hakenstange erfaßt und dann durch gleichzeitiges und möglichst gleichmäßiges Heben der Stangen der betreffende Balken herausgehoben. Dadurch daß die Bügel an einander entgegengesetzten Seiten vortreten, wird beim Hochziehen ein Kanten der Balken verhindert. Bei größeren Balken sind die Hakenstangen mit Zugseilen versehen, die von einer gemeinsamen Winde aus zwangläufig angezogen werden.

Andere gebräuchliche Balkenbeschläge sind in den Figuren 534 bis 536 nach [14] dargestellt. An der genannten Stelle wird darauf hingewiesen, daß bei größeren Zugkräften die Beschläge der Figuren 534 und 536 umbiegen, daß der Beschlag der Fig. 535 in dieser Beziehung zwar besser ist, daß aber die Ausbildung der Beschläge nach Fig. 537 vorzuziehen ist.

Die in den lotrechten Falzen herabzudrückenden Balken werden von der Strömung fest angepreßt, so daß sie nicht auftreiben können.

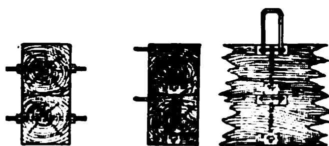


Fig. 534.

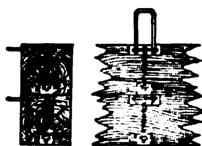


Fig. 535.



Fig. 536.

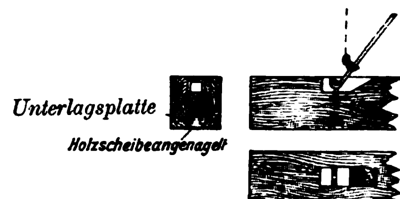


Fig. 537.

Da aber selbst beim Vorhandensein der besten Vorrichtungen das Herausheben der Dammbalken eine sehr zeitraubende Arbeit bleibt, so sind die gewöhnlichen Dammbalkenwehre dort ausgeschlossen, wo es auf ein schnelles und sicheres Öffnen des Wehres ankommt. Für diesen Fall sind die Dammbalkenwehre mit lotrechten Drehpfosten zu versehen, die im festgehaltenen Zustande das eine Ende der Dammbalken gegen den Wasserdruck abstützen.

Nach Freigabe der Haltevorrichtung drehen sie sich entweder um ihre eigene lotrechte Achse, oder sie legen sich stromabwärts auf den Wehrboden nieder, indem sie sich um einen auf dem Wehrboden angebrachten wagerechten Gelenkbolzen drehen.

Nach Freigabe der Haltevorrichtung werden sie durch den von den Dammbalken auf sie übertragenen Wasserdruck selbsttätig aufgedreht, und zwar entweder um ihre eigene lotrechte Achse oder aber um ein an ihrem Fuße angebrachtes Gelenk mit wagerechtem auf dem Wehrboden befestigtem Gelenkbolzen. Durch diese Drehung verlieren die Balken an der Seite der Drehpfosten ihre Stütze, so daß die Wehröffnung durch die

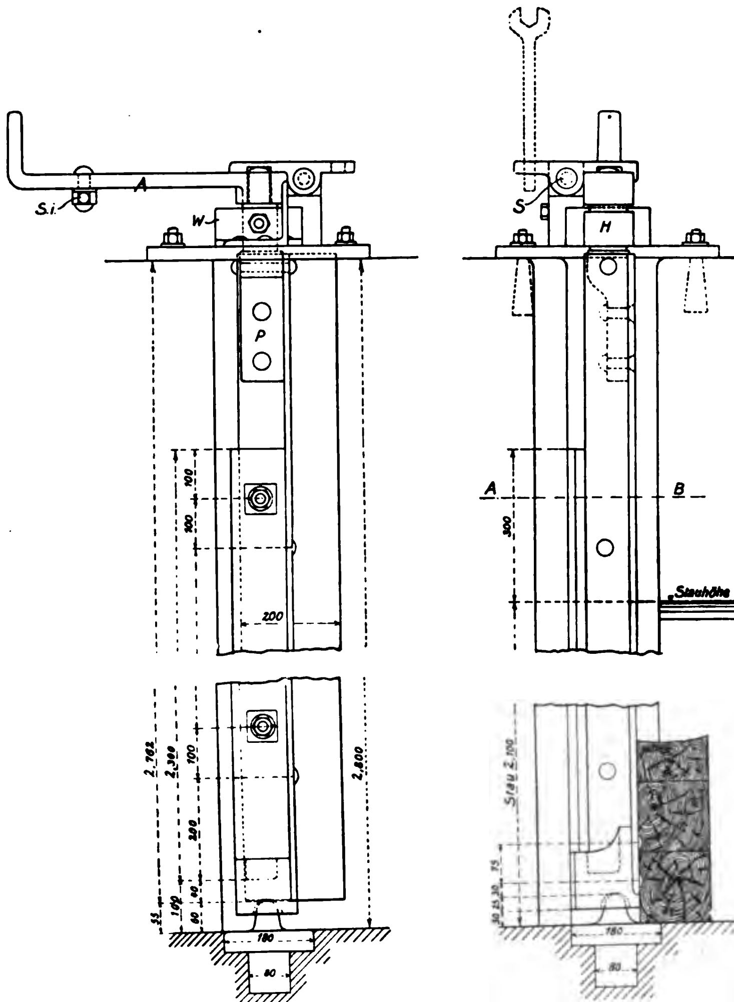


Fig. 538a. Ansicht von der Landseite.

Fig. 538b. Ansicht von der Wasserseite.

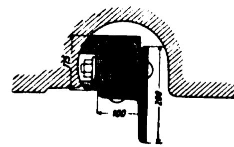


Fig. 538e. Schnitt *A—B*.

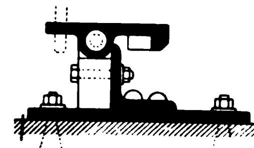


Fig. 538f. Sperrvorrichtung bei *S*.

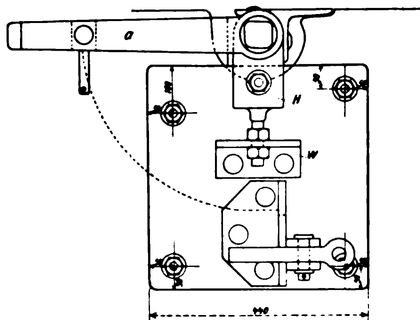


Fig. 538c. Draufsicht.

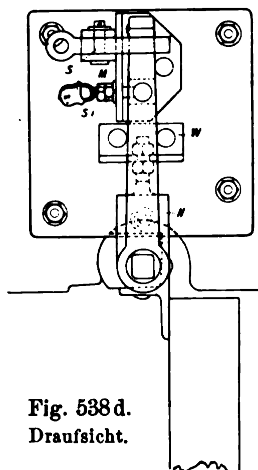


Fig. 538d. Draufsicht.

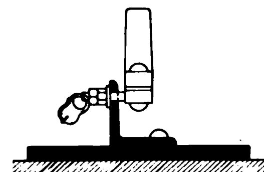


Fig. 538g. Sicherheitsvorrichtung bei *S.i.*

Entriegelung der Haltevorrichtung sofort freigegeben wird. Die Dammbalken sind gegen Fortschwimmen durch Ketten mit den Pfeilern zu verbinden.

Fig. 538 a bis g, zeigt die Ausbildung eines Drehpfostens der ersteren Art vom Dammbalkenwehr in der Ill bei Ehnweyer; sie ist nach einem amtlichen Entwurfe von der Elsässischen Maschinenbaugesellschaft zu Grafenstaden ausgeführt worden.

Fig. 538 a zeigt — bei geöffnetem Wehr, das Mauerwerk ist weggelassen — die Drehpfostenstellung, wenn das Wehr außer Gebrauch ist.

Fig. 538 b zeigt die Anlage in ihrer Bereitstellung zur Aufnahme der Dammbalken.

Zum Anschlag der Dammbalken dient ein ⊥-Eisen, das mit dem Drehpfosten durch Schraubenbolzen fest verbunden ist. Der Pfosten wird oben durch ein Halsband *H*, unten durch einen in einer Pfanne laufenden Drehzapfen geführt. *H* ist unmittelbar mit der Auflagerplatte und mit einem auf dieser aufgenieteten L-Eisen *W* verbunden. Zur Führung dient ein oben am ⊥-Eisen festgeschraubtes Paßstück, das oben ein Vierkant aufnimmt. In dieses Vierkant wird der Hebel *A* eingesetzt, der die Drehung des Pfostens vermittelt.

Bei eingelegten Dammbalken wird *A* durch den Riegel *S* in seiner Lage festgehalten. Zum Schutze gegen unbefugtes Öffnen dient außerdem die Sicherheitsvorrichtung *S. i.*, bestehend aus einem mit *A* verbundenen, durch ein ⅃-Eisen durchgreifenden Bolzen, der mit Schraubenmuttern und durch ein Vorhängeschloß festgehalten wird.

Das Öffnen des Dammbalkenverschlußes geschieht folgendermaßen:

Abnehmen des Vorhängeschlosses, Lösen der Schraubenmuttern *M*, Heben des Sperriegels *S* durch einen durchgesteckten Hebel. Der Pfosten kann sich nunmehr in

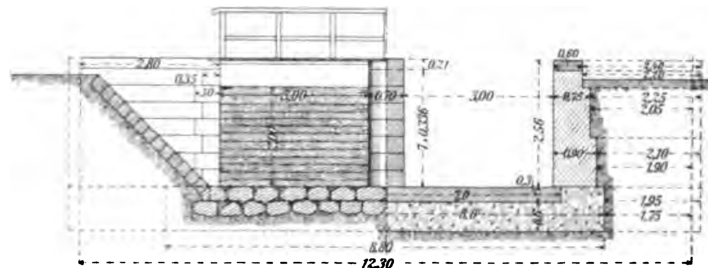


Fig. 539 a. Obere Ansicht. Längenschnitt.

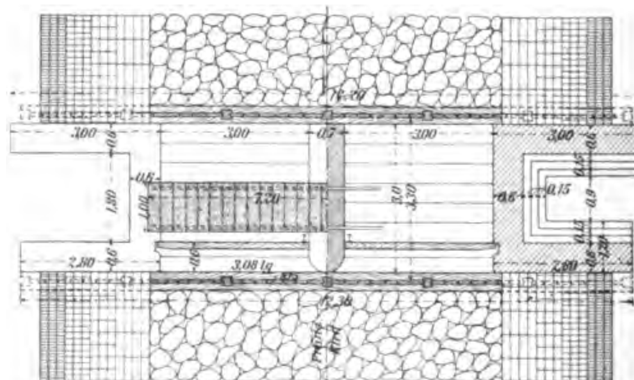


Fig. 539 b. Draufsicht. Grundriß.

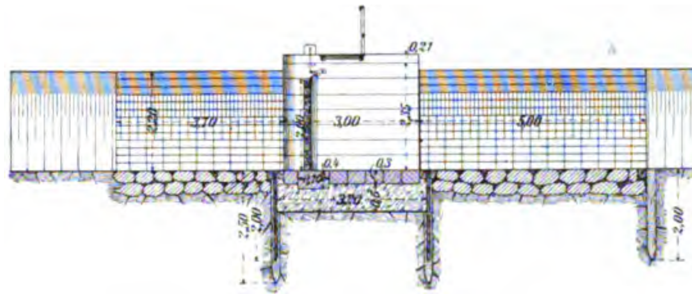


Fig. 539c. Querschnitt mit Ansicht des Mittelpfeilers.

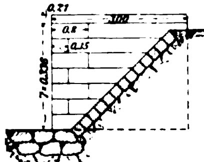


Fig. 539e. Flügel unterhalb.

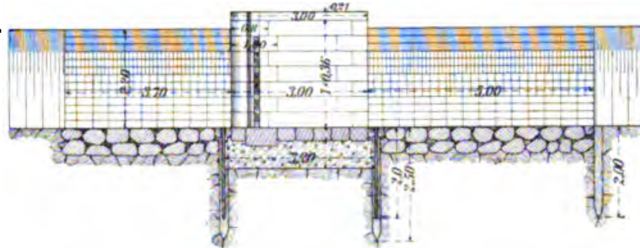


Fig. 539d. Querschnitt mit Ansicht des Landpfeilers.

der in der Draufsicht angedeuteten Richtung drehen, und die an Ketten befestigten Dammbalken werden frei. — Die Einrichtung hat sich gut bewährt.

Fig. 539a bis e zeigt die Dammbalkenschleuse in der französischen Nied bei Baudrecourt mit einem Drehpfosten der zweiten Art.

Nadelwehre.

Sie bestehen in ihrer einfachsten Ausbildung, Fig. 540a und b, aus einer auf dem Wehrboden befindlichen Querschwelle *A* und einem über dem Stauspiegel liegenden Querstege *B*, der zugleich Bedienungssteg ist. Gegen Schwelle und Steg lehnen sich hölzerne Stäbe *N*, sogenannte Nadeln, die den Stau herbeiführen und beim Herannahen einer Hochflut zu beseitigen sind.

Nach der Bauweise des französischen Ingenieurs Poirée, die erstmalig im Jahre 1837 beim Nadelwehre in der Yonne bei Epineau angewendet wurde, wird der Bedienungssteg auf eiserne Böcke, sogen. Poiréesche Wehrböcke, gelagert, an denen auch die oberen Nadellehnen angebracht sind. Die Böcke sind um ihre untere wagerechte Achse auf den Wehrboden niederzuklappen, nachdem die Nadeln entfernt sind. Auf diese Weise können die breitesten Wasserläufe ohne feste Zwischenpfeiler durchbaut und bei Hochwasser gänzlich freigegeben werden, da auch der feste Wehrboden die Flußsohle nicht zu überragen braucht, Fig. 541a und b.

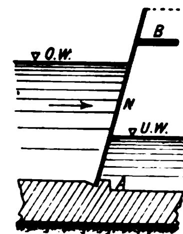


Fig. 540a.

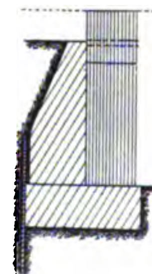


Fig. 540b.

Die Regelung des Staues erfolgt in einfachster Weise durch die mehr oder minder dichte Besetzung mit den Nadeln. Sollte irgend ein Bocklager versandet oder verkiest sein, so daß der betreffende Wehrbock nicht umgeklappt werden könnte, dann hat man nur an dieser Stelle einige Nadeln herauszunehmen: die dann hier entstehende große

Strömung spült mit Sicherheit, wie die Erfahrungen gelehrt haben, das Lager wieder frei. Da zwischen je zwei Nadeln eine Fuge unvermeidlich ist, so sind die Nadelwehre nicht wasserdicht und deshalb in kleinen wasserarmen Flüssen und Bächen für gewerbliche Stauwerke nicht verwendbar, während sie vermöge ihrer erwähnten Eigenart eine sehr ausgedehnte Verwendung für Stauanlagen in großen Flüssen gefunden haben.

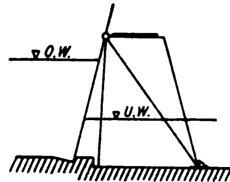


Fig. 541 a.

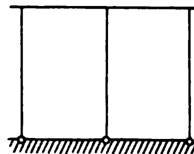


Fig. 541 b.

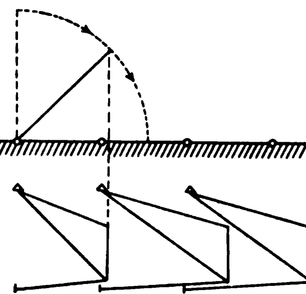


Fig. 541 c.

Die Form und äußeren Abmessungen der Böcke ergeben sich aus verschiedenen Anforderungen:

1. Der Laufsteg muß genügend hoch über dem Stauspiegel liegen. Je schneller eine Hochflut herabkommt, um so höher muß der Steg liegen, damit während der zur Niederlegung des Wehres erforderlichen Zeit der Steg nicht überschwemmt wird. Es lassen sich somit allgemein gültige Angaben über die Bockhöhe nicht machen, diese ist vielmehr von Fall zu Fall je nach der Eigenart des Gewässers und nach der zum Niederlegen erforderlichen Zeit zu bestimmen.

2. Die Böcke müssen oben so breit sein, daß ein etwa 1,0 m breiter Laufsteg von ihnen aufgenommen werden kann.

3. Unten müssen die Böcke so breit sein, daß die niedergelegten Böcke sich nicht gegenseitig überdecken. Deshalb dürfen auch die beiden Bockfüße nicht durch einen unteren wagerechten Verbindungsstab miteinander verbunden sein, vergl. Fig. 541 c.

4. Durch die vorgenannten Forderungen wird auch der gegenseitige Abstand der Böcke bestimmt.

Die Berechnung der Nadeln erfolgt so wie die der Griesständer der Schützenwehre.

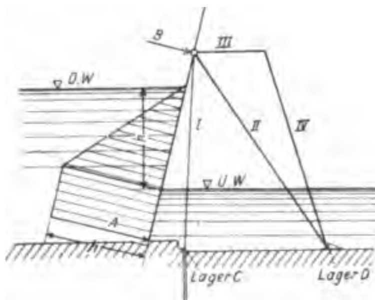


Fig. 542.

Die Berechnung der Wehrböcke. Fig. 542. Ist b der gegenseitige Abstand der Wehrböcke, dann ist der von den Nadeln auf einen Wehrbock übertragene Wasserdruck B mit den Gleichungen für die Griesständer der Schützenwehre zu berechnen. Der untere Auflagerdruck A wird von dem Fundamentkörper aufgenommen und kommt daher für den Wehrbock nicht in Frage.

B zerlegt sich nach Fig. 543 in die Kräfte I und II. Die Druckstrebe II ist mit der Kraft II auf Knickung zu berechnen. Die Stäbe I und IV werden

am ungünstigsten beansprucht bei fortgenommenen Nadeln und vollbelastetem Laufsteg. Ist dessen Belastung $= p$ kg/qm, dann erhalten I und IV je einen Druck von $\frac{plb}{2}$ kg, den sie knicksicher aufzunehmen haben.

III ist zu berechnen als Balken auf zwei Stützen (Stützweite l) mit der Gesamtbelastung von pbl kg, die entweder gleichmäßig verteilt ist oder in der Gestalt von zwei Einzellasten in der Größe von je $\frac{pbl}{2}$ kg den Stab III belastet.

Für p rechne man 500 kg/qm.

Der obere Griesholm oder die Nadellehne ist zu berechnen als Balken auf zwei Stützen mit der gleichförmig verteilten Belastung $\frac{B}{b}$ kg/m.

Auf das hintere Lager D wirken eine wagerechte Kraft H und eine lotrechte V, deren Größen sich aus dem Kräfteplane der Fig. 544 ergeben.

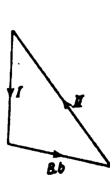


Fig. 543.

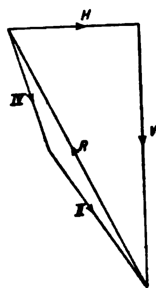


Fig. 544.

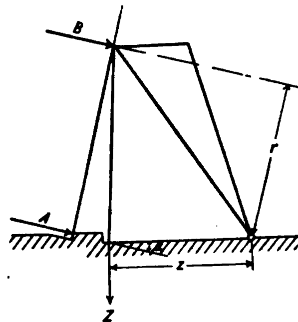


Fig. 545.

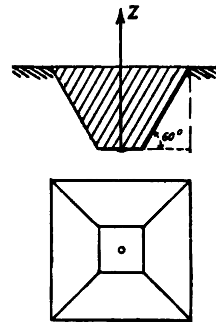


Fig. 546.

Das vordere Lager C wird bei fortgenommenen Nadeln auf Druck, sonst auf Zug beansprucht. Die Größe des Zuges Z ist nach Fig. 545 aus der Momentengleichung für das hintere Lager als Drehpunkt bei unbelastetem Laufsteg zu bestimmen. Es ist dann

$$Z = \frac{B \cdot r}{z}.$$

Damit der Bock nicht um das hintere Lager D kippen kann, ist der Zug Z durch eine Verankerung aufzunehmen, Fig. 545. Dem Zug Z wirkt entgegen das Gewicht G des auf der Ankerplatte lastenden schraffierten Fundamentkörpers, Fig. 546, das abzüglich des Auftriebes in Rechnung zu stellen ist, ferner etwa das halbe Bockgewicht $\frac{G_1}{2}$ und endlich die lotrechte Seitenkraft des Nadeldruckes A, der durch den Fuß der Nadeln auf das Fundament übertragen wird. Daraus folgt die Bedingung

$$G + \frac{G_1}{2} + A \sin \alpha > Z.$$

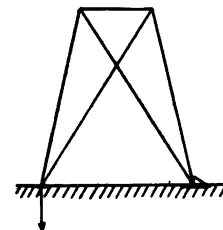


Fig. 547.

Man darf sich unter den gemachten Voraussetzungen mit einer anderthalbfachen Sicherheit begnügen. Der Bock der Form Fig. 547 mit zwei Diagonalen bietet den Vorteil, daß er als ein zweifaches Tragsystem von Dreiecken angesehen und behandelt werden kann, woraus sich auch das Verfahren für die Ermittlung der inneren

Kräfte infolge des Nadeldruckes unmittelbar ergibt. Es empfiehlt sich, die Stärken der Bockglieder so zu wählen, daß bei etwaigem Bruche irgend eines Stabes des einen Tragsystems das zweite Tragsystem die gesamte Belastung übernehmen kann.

Wegen nicht vorauszuberechnender dynamischer Beanspruchung durch anstoßende Treibkörper und wegen des Rostens des Eisenwerkes ist bei der Querschnittbemessung der einzelnen Stäbe ein hoher Sicherheitsgrad zu empfehlen.

Die bauliche Ausführung der Nadelwehre. Wenn auch beliebig große Flußbreiten mit einem einzigen Nadelfelde ohne Zwischenpfeiler zu verbauen sind, so empfiehlt es sich doch, große Wehröffnungen durch einen oder mehrere Mittelpfeiler in zwei oder mehrere Felder zu zerlegen, weil ein Nadelwehr — wie noch dargelegt werden wird — nur von einem Ende aus niedergelegt werden kann, und deshalb bei großen Wehrlängen und bei rasch wachsendem Wasser die Gefahr der Überschwemmung des noch nicht geöffneten Wehrteiles zu befürchten ist: mit den gleichen Vorrichtungen und mit doppelter Mannschaft lassen sich zwei durch einen Mittelpfeiler getrennte Wehre in der halben Zeit niederlegen als ein einheitliches Wehr von der gleichen Gesamtlänge.

Von der allergrößten Bedeutung ist die Möglichkeit, die Nadeln schnell und sicher beseitigen zu können. Unter den zahlreichen dahinzielenden Vorrichtungen darf nach den gemachten Erfahrungen als eine der besten die angesehen werden, welche die Nadelwehre der kanalisierten Oder aufweisen [15]. Als Beispiel diene Fig. 548 a bis f, das Nadelwehr bei Konty. Die Nadellehnen bestehen aus eisernen Rohren von 80 mm äußerem und 60 mm innerem Durchmesser. An beiden Enden sind in sie Eisenstücke mit Augen eingesetzt, so daß vorn an den Böcken angebrachte lotrechte Dorne die Endaugen durchgreifen, wobei sich die Nadelenden abwechselnd überdecken. Die Nadeln sind oben mit einem Haken versehen, mittels dessen sie bei ihrem Einsetzen wagerecht gegen das Oberwasser vorgeschoben, an die Nadellehne angedrückt und so geführt werden. Durch diese Führung wird das Aufstellen der Nadeln außerordentlich erleichtert, vor allem aber gewährt sie den Vorteil, daß im Falle eines notwendigen, nur vorübergehenden Öffnens des Wehres die Nadeln mittels eines Hebels, der unter den oberen Ansatz des Beschlages greift, nur so hoch gehoben zu werden brauchen, daß sie ihren unteren Stützpunkt verlieren und auf der Nadellehne in der Stromrichtung pendeln. Die Nadeln brauchen dann nicht herausgezogen und fortgetragen zu werden. Auf diese Weise kann aber — und das ist wichtiger als der vorige Fall — ein Wehrfeld so schnell geöffnet werden, daß selbst bei rasch anwachsendem Wasser eine Überschwemmung des Laufsteges nicht zu befürchten ist und das Wehr nach dem Herausziehen und Forttragen der Nadeln vollends niedergelegt werden kann.

Die Strebe ist an ihrem unteren Ende nicht mit dem aus einzelnen Volleisenstäben zusammengeschweißten Bockrahmen fest verbunden, sondern nur lose eingesetzt und gegen seitliche Verschiebung durch zwei Deckbleche gesichert. Man hat mit dieser Anordnung der Strebe unten eine Art Gelenk gegeben, das kleine Bewegungen erlaubt, ohne daß schädliche innere Spannungen entstehen können. Solche kleinen Bewegungen werden aber bei der durch den Wasserdruck hervorgerufenen Formänderung des Bockes auftreten. Der flach ausgeschmiedete Kopf der Strebe ist in eine Nut der vorderen Zugstange geführt, durch einen Keil an den Rahmen angepreßt und wird in der dadurch erzeugten Spannung durch Sicherung der Keillage mittels einer Stellschraube gehalten.

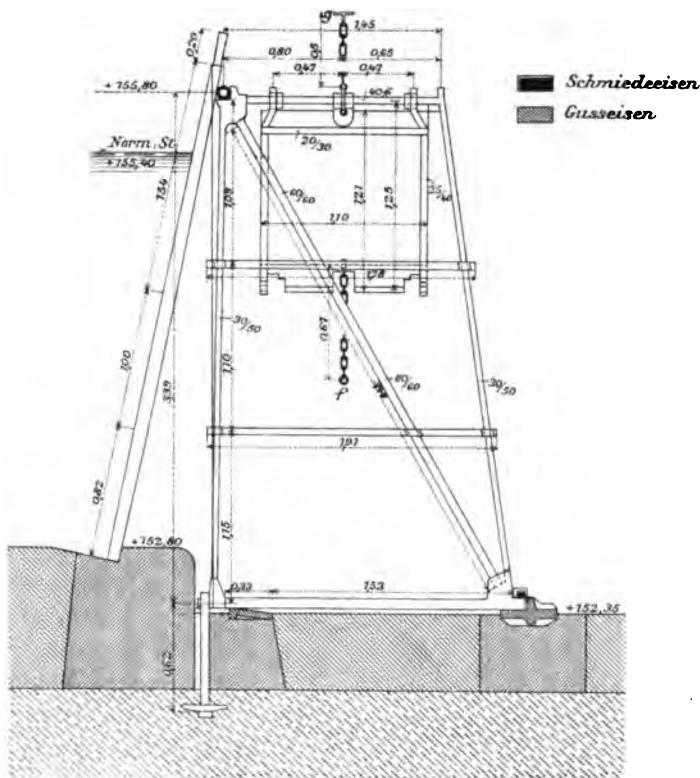


Fig. 548 a.

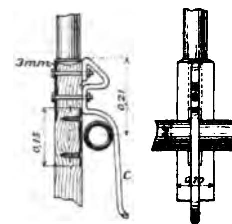


Fig. 548 c.

Ankerschleifen.

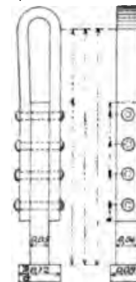


Fig. 548 e.

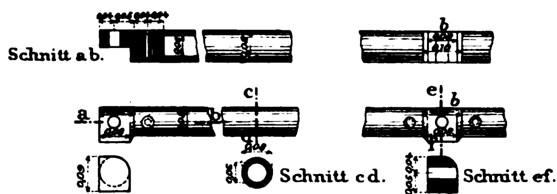


Fig. 548 b. Nadellehne.

Ankerplatte.

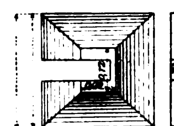


Fig. 548 g.

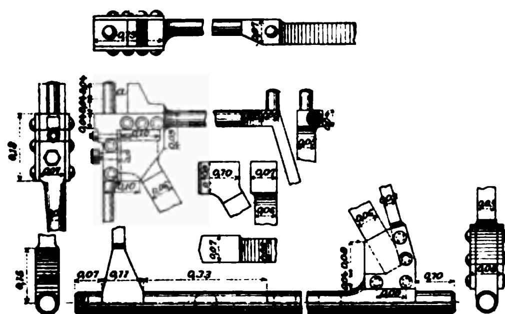


Fig. 548 d. Eckverbindungen der Böcke.

Brückentafel.

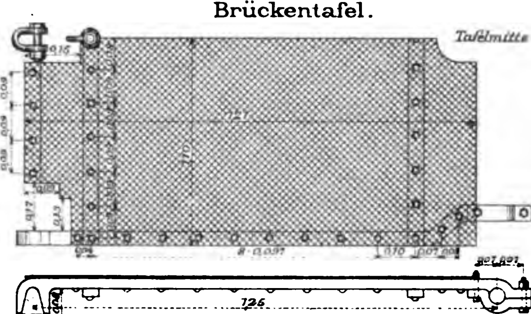


Fig. 548 f.

Das Hinterlager des Bockes ist so ausgebildet, daß der Druck der Strebe unmittelbar vom Auflager aufgenommen wird, ohne daß in der unteren (hier noch, wie

bei den meisten Nadelwehren, vorhandenen) Bockwelle eine Biegungsspannung eintreten kann.

Die Verankerung des Bockes ist mit großer Sorgfalt bewirkt worden, weil von ihr seine Standsicherheit abhängt und auch ohne Trockenlegung des Wehres die Anker nicht ausgewechselt werden können. Die Verankerung besteht aus einer Schleife, die über die verlängerte Bockwelle greift und mit einer kräftigen Zugstange, welche unten die Ankerplatte trägt, verschraubt ist.

Von den sonstigen Vorrichtungen zur Auslösung der Nadeln hat die des belgischen Ingenieurs Kummer zwar anfänglich eine große Verbreitung gefunden, darf aber heute schon als veraltet und durch die Hakennadeln überholt angesehen werden. Bei der Kummerschen Vorrichtung lehnen sich die Nadeln oben gegen eine eiserne Querstange, die im vorderen Ständer eines Bockes in einem Gelenk wagerecht drehbar ist und am Ständer des benachbarten Bockes in einem Einschnitte eines lotrechten Drehbolzens gestützt wird. Dieser Bolzen kann nun mittels eines Schraubenschlüssels von der Laufbrücke aus um 90° gedreht werden: dadurch verlieren die drehbare Querstange und mit ihr die an sie gelehnten Nadeln eines Bockfeldes gleichzeitig ihren Stützpunkt.

Nun hat aber die Erfahrung [16] gezeigt, daß bei niedrigem Unterwasserstande das felderweise Ausschwenken des Verschlusses Schwierigkeiten bei dem nachträglichen Herausnehmen der einzelnen Nadeln bereitet, und daß überdies die Böcke häufiger beschädigt werden als die mit abnehmbarer Nadellehne. Die Beschädigungen bestehen meistens in Sprüngen und Rissen an der Hülse für den Kummerschen Drehbolzen, und zwar dort, wo die Hülse für das Anlehnen des freien Endes der drehbaren Nadellehne an den Drehbolzen ausgeschnitten ist. Diese Stelle ist somit ein schwacher Punkt des Bockes. Überdies bereitet auch die Verbindung der Hülse mit dem Bockrahmen bei der Herstellung besondere Schwierigkeiten, wodurch die Bockausbildung an und für sich etwas verwickelter und teurer wird als bei den Nadelwehren mit abnehmbarer Nadellehne.

Ferner wird bei den Nadelwehren mit Kummerscher Auslösung, wegen des plötzlichen und gleichzeitigen Öffnens eines ganzen Nadelfeldes die Sohle unterhalb des Wehres stark angegriffen.

Endlich ist das Einsetzen der mit Haken versehenen Nadeln bedeutend einfacher und sicherer als bei den Nadeln des Kummerschen Systems, bei dem das obere Nadelende tiefer als der Bedienungssteg liegt. Nach dem Muster der vorbeschriebenen Wehrböcke der Oder wurden die der kanalisierten Moldau ausgeführt. Dabei machte man aber die Erfahrung, daß das Zusammenschweißen der hohen Bockrahmen sowie das Einpassen der Strebe erhebliche Schwierigkeiten bereitete, auch war es schwer, die genaue geometrische Form des Bockes einzuhalten, so daß selbst bei der sorgfältigsten Arbeit Abweichungen von den vorgeschriebenen Maßen bis 25 mm vorkamen.

Ferner bilden die Schweißstellen besondere Angriffspunkte für die Rostbildung. Die meisten beschädigten Wehrböcke sind tatsächlich an den Schweißstellen gesprungen und zwar namentlich am vorderen gezogenen Stabe.

Alle diese Erfahrungen führten dazu, daß man bei dem Nadelwehre der Staustufe bei Unter-Beřkowic an der Elbe die einzelnen Stäbe der Wehrböcke für sich ohne Schweißung herstellte, an den Enden nur stauchte und anarbeitete, die einzelnen Stücke in kaltem Zustande zusammenlegte und mit Hilfe von 10 mm starken beiderseits angebrachten Laschen vernietete.

Die genaue Anfertigung eines jeden Stabes bereitet keine Schwierigkeiten, die Stäbe sind bei allen Böcken eines Wehrfeldes vollkommen gleich ausgebildet. Deshalb können gleichzeitig mehrere Stücke mittels einer Maschine angearbeitet werden, wobei

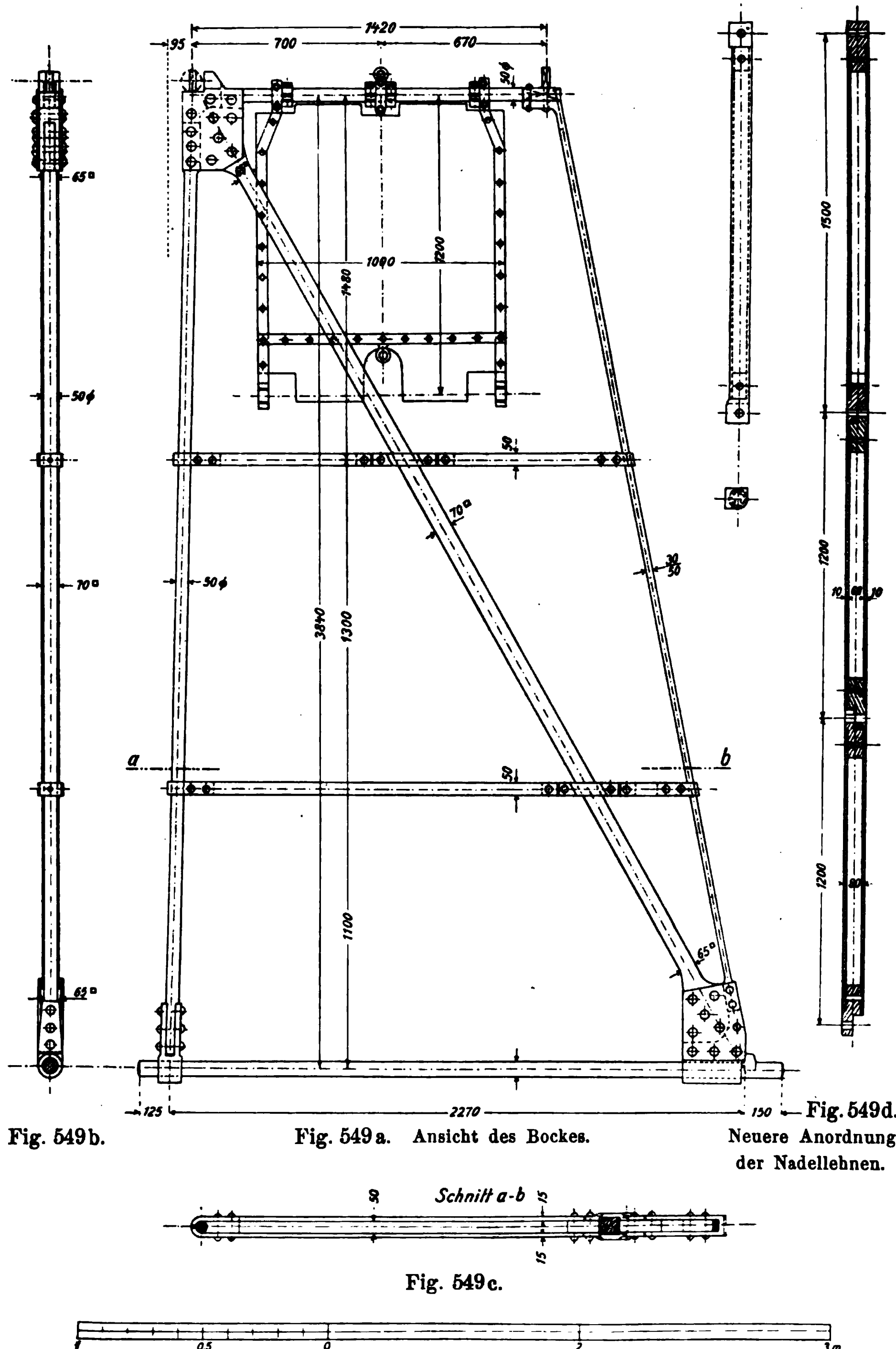


Fig. 549b.

Fig. 549a. Ansicht des Bockes.

Fig. 549d. Neuere Anordnung der Nadellehnen.

Fig. 549c.

Fig. 549a, b, c, d. Neue Ausbildung der Nadelwehrböcke.

die vorgeschriebene geometrische Form auf das genaueste eingehalten werden kann. Auch die Nadellehnen erfuhren eine sehr zweckmäßige Ausbildung. Nach den älteren Ausführungen sind sämtliche Nadellehnen mit Ausnahme der ersten vollständig gleich. Ihre Beseitigung vor dem Niederlegen der Böcke erfolgt nacheinander in der arithmetischen Reihenfolge, ohne daß es möglich ist, irgend eine beliebige Nadellehne, die noch nicht an der Reihe ist, leicht herauszunehmen. Falls es notwendig ist, einen schadhaft gewordenen Bock an einem aufgestellten Nadelwehre auszuwechseln, bietet die Beseitigung der beiden an diesem Bocke aufruhenden Nadellehnen gewisse Schwierigkeiten. Diesen Übelständen ist dadurch abgeholfen worden, daß die Nadellehnen in zwei verschiedenen Formen verwendet und abwechselnd an die Bockdorne versetzt werden. Dann kann jede zweite Nadellehne für sich bequem gehoben werden, wodurch auch das Herausnehmen der nachbarlichen Nadellehnen ermöglicht wird.

Diese bei dem Wehre Unter-Beřkowic erstmalig ausgeführten Neuerungen sind in den Figuren 549a bis d dargestellt.

Die eingangs empfohlene Bockausbildung als zweifaches Tragsystem von Dreiecken unter Fortlassung des unteren Verbindungsstabes nach Fig. 547 sowie unter Beachtung der soeben dargelegten Grundsätze ist in vorbildlicher Weise bei der Stauanlage in Wegstädtl an der Elbe [17] ausgeführt worden, wobei als Muster für die Bockform ein Nadelwehr an der Adda bei Paderno gedient hat. Unter Hinweis auf Figuren 550a bis e ist hervorzuheben, daß der gegenseitige Abstand der einzelnen, als genietetes Fachwerk ausgebildeten Böcke 3 m beträgt, und daß der zwischenliegende gleich lange Laufsteg als ein im wagerechten Sinne durch den Nadeldruck beanspruchter Träger ausgenutzt ist. Die Nadellehne ist mit dem Laufstege fest verbunden und wird samt diesem zugleich mit dem zugehörigen Wehrbocke auf den Wehrrücken niedergelegt. Dadurch entfällt das bei den sonstigen Nadelwehren erforderliche Abtragen der von Bock zu Bock gelegten Nadellehnen vollständig.

Die Hauptträger des Laufsteges bilden zugleich ein Gleis für den zum Niederlegen oder Aufrichten der Böcke dienenden Laufkran und für die zur An- und Abfuhr der Nadeln bestimmten kleinen Rollwagen.

Vermöge der Bockausbildung und des großen Bockabstandes liegen die Böcke nicht kartenförmig übereinander, wie bei den gewöhnlichen Nadelwehren, sondern ganz unabhängig nebeneinander auf dem Wehrrücken. Der Laufsteg legt sich unmittelbar auf seinen zugehörigen Bock, wodurch die Pakethöhe der niedergelegten Böcke wesentlich vermindert wird, so daß auch der zu ihrem Schutze erforderliche Absatz im Wehrrücken entsprechend erniedrigt werden konnte.

Das Vorderlager des Bockes und seine Verankerung machten eine eigenartige Lösung erforderlich, da es sowohl bei aufgestelltem Wehre eine bedeutende Zugkraft als auch bei fortgenommenen Nadeln einen erheblichen Druck aufzunehmen hat. Weiter erschien es notwendig, während des Zusammenbaues eine kleine Änderung in der Höhenlage des vorderen Drehzapfens des Bockes zu ermöglichen, um das Fahrgleis auf dem Laufstege genau ausgleichen zu können. Endlich mußte der Anker auf Auswechslung eingerichtet werden. Das obere Ende eines jeden Bockes trägt zwei kleine Lager für die durchlaufende Welle der drehbaren Verbindung mit dem zugehörigen Laufstege; das freie Ende des nächstfolgenden Laufsteges, das auf dem oberen Bockriegel aufruht, ist daselbst beiderseits durch Vorstecker festgelegt.

Der 3 m lange Laufsteg mußte für die Beanspruchung durch lotrechte Lasten, z. B. durch die fahrbare Winde, gehörig steif ausgebildet werden. Die ihn tragenden

beiden Längsträger aus ⊔-Eisen Nr. 120 sind durch ein Riffelblech von 7 mm Stärke, das noch eine Querversteifung erhalten hat, miteinander verbunden. Mit dem Laufstege ist die Nadellehne durch vier Konsolen fest verbunden. Zwischen der Nadellehne

Fig. 550 a. Ansicht des Bockes.

Fig. 550 b. Grundriß des Bockkopfes.

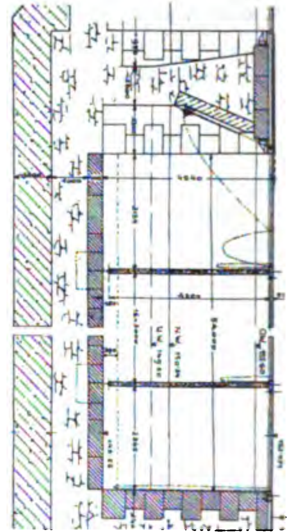


Fig. 550e. Längsschnitt des Wehrkörpers mit Pfeilern.

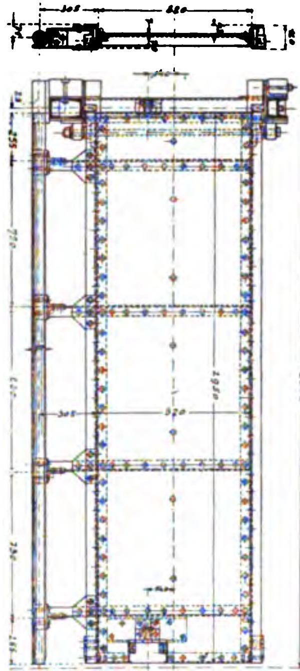


Fig. 550c. Draufsicht des Laufsteges.

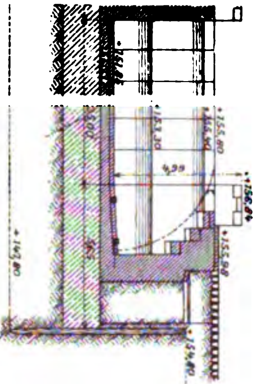


Fig. 553.

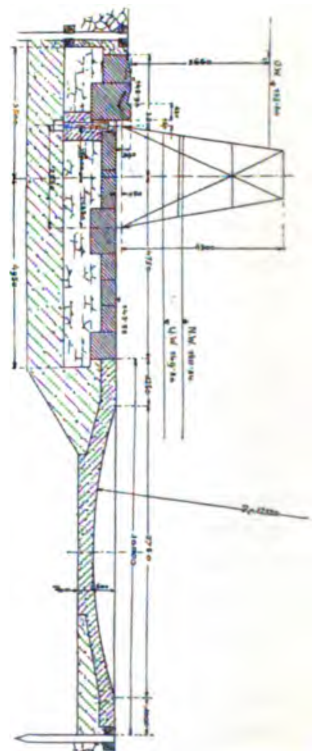


Fig. 550d. Querschnitt des Wehrkörpers.

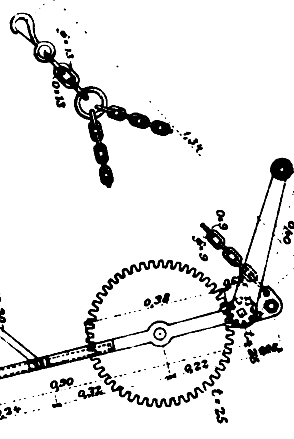


Fig. 551.

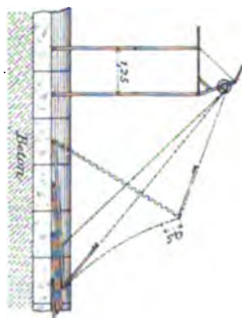


Fig. 552. Aufstellung der Winde.

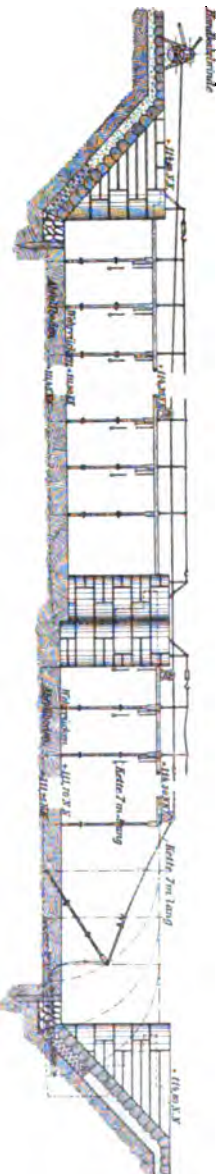


Fig. 554. Betriebsvorgang beim Aufrichten und Niederlegen der Wehrböcke.

und der äußersten Kante des Laufsteges wurde ein Zwischenraum von 210 mm Breite belassen, damit der Hakenbeschlag der Nadeln bequem durchgehen kann. Wegen weiterer Einzelheiten wird auf die angegebene Quelle verwiesen.

Für die Nadeln ist Lärchenholz zu empfehlen, da dieses bei gleicher zulässiger Beanspruchung, wie Kiefer und Fichte, das geringste spezifische Gewicht aufweist. Um sie möglichst leicht zu erhalten, berechne man sie mit einer zulässigen Beanspruchung von 120 kg/qcm und bilde sie tunlichst, dem Verlaufe des Biegungsmomentes folgend, als Träger gleichen Widerstandes aus.

Aufrichten und Niederlegen der Nadelwehre. Bei den Wehren nach der Bauart der Fig. 548 ist an dem oberen Querstabe eine Doppelöse zur Aufnahme der Zugseile oder Ketten angebracht (vergl. Fig. 548a). An der einen Öse wird die zum Aufziehen der Böcke dienende Winde mittels einer Rückhaltekette, Fig. 551, verankert, während die andere Öse der je zwei Böcke miteinander verbindenden Kette dient, nachdem die Böcke aufgerichtet sind. Das andere Ende dieser Kette ist vorn an der eisernen Brückentafel dauernd befestigt, Fig. 548a. Soll nun, Fig. 552, ein Bock aufgerichtet werden, dann wird die Verbindungskette von der Öse gelöst und auf die Trommel der verankerten Winde aufgelegt. Nunmehr wird der Bock so weit herübergezogen, daß die beiden Vorderklauen seiner Brückentafel, Fig. 548f, auf den runden oberen Querstab des vorher aufgerichteten Bockes einfallen: damit ist die Verbindung der beiden Böcke hergestellt. Jetzt wird die Winde um ein Nadelfeld vorgerückt und die Handhabung wiederholt. Das Niederlegen der Böcke geht in umgekehrter Reihenfolge vor sich. Aus Fig. 553, rechte Seite, ist ersichtlich — vergl. auch Fig. 550a — daß der zuerst niederzulegende Bock in einer Nische des anschließenden Pfeilers Platz finden muß, um die Weite der oberen Überbrückung nicht zu groß werden zu lassen.

N. d. Handkabelwinde

Die Kette wird am Kettenring des vorhergehenden Wehrbockes eingehakt.

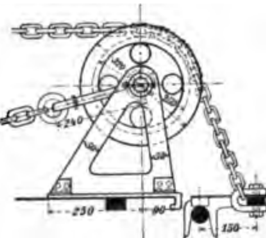


Fig. 555a. Rollenbock. Ansicht.

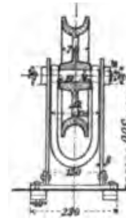


Fig. 555b. Schnitt d. d. Rolle.

Bemerkung. Die Kabelwinde hat doppelte Radübersetzung. Trommeldurchm. = 228 mm, Trommellänge = 400 mm, Drahtseillänge = 2 × 45 = 90 m, Drahtseilstärke = 13 mm.

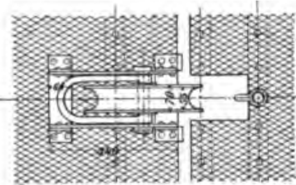


Fig. 555c. Aufsicht.

An diesem Pfeiler ist die letzte Brückentafel als sogenannter Blindrahmen drehbar befestigt, die nach Aufrichten des letzten Bockes auf diesen aufgelegt wird.

An der anderen Seite des Wehrfeldes, linke Seite der Fig. 553, ist am Pfeiler ein sogenannter Blindbock angebracht, der der ersten Brückentafel als Auflager dient und von dem aus die Aufstellung der Böcke ihren Anfang nimmt.

Über die Vorrichtungen zum Niederlegen und Aufstellen des Wehres der Fig. 550 bringt [17] ausführliche Mitteilungen.

Die Figuren 554 bis 558 vom Großschiffahrtsweg bei Breslau bedürfen keiner besonderen Erläuterungen.

Nadelrücker.

Fig. 556 a. Vorderansicht. Fig. 556 b. Seitenansicht.

Fig. 556 c. Schnitt c—d.

Fig. 556 d. Schnitt e—f.

Fig. 556 e. Schnitt a—b.

Nadelausheber.

Fig. 557 a. Ansicht.

Fig. 557 b. Aufsicht.

Fig. 558. Haken.

Klappenwehre [4].

Das naheliegende Bestreben, das Arbeitsvermögen des gestauten und strömenden Wassers für die Bewegung der Wehre zu benutzen, hat zu außerordentlich zahlreichen Ausbildungen der beweglichen Wehre geführt, die bei aller Verschiedenheit das gemeinsam haben, daß die beweglichen Staukörper hölzerne oder besser eiserne Klappen sind, die sich um wagerechte Achsen drehen. Von den hierher gehörigen Bauweisen haben die um die Mitte des vorigen Jahrhunderts von dem französischen Ingenieur Chanoine ersonnenen Stauklappen anfänglich eine große Verbreitung gefunden. In Figuren 559a bis h ist ein in der Marne erbautes Chanoinesches Klappenwehr in seiner ersten Bauart dargestellt. Die 1,15 m breiten Klappen sind nebeneinander mit einem kleinen Spielraume angeordnet. Die stehenden Klappen liegen mit ihrer Oberkante in der Höhe des gewöhnlichen Stauspiegels und stützen sich gegen einen trapezförmigen auf dem Wehrboden gelenkartig befestigten eisernen Bock, dessen beide wagerechten Seiten zwei Achsen bilden, um welche die Klappe sich drehen kann. Eine eiserne Strebe hält den Bock in seiner aufrechten Stellung, indem sie sich gegen eine auf dem Wehrboden befestigte gußeiserne Knagge stützt. Liegt die Drehachse der Klappe zwischen dem unteren Drittel und der Mitte der Klappenhöhe, dann wird bei einem bestimmten Oberwasserstande die Klappe selbsttätig um diese Drehachse kippen und eine annähernd wagerechte Lage annehmen. Soll die Klappe gänzlich niedergelegt werden, dann wird mittels

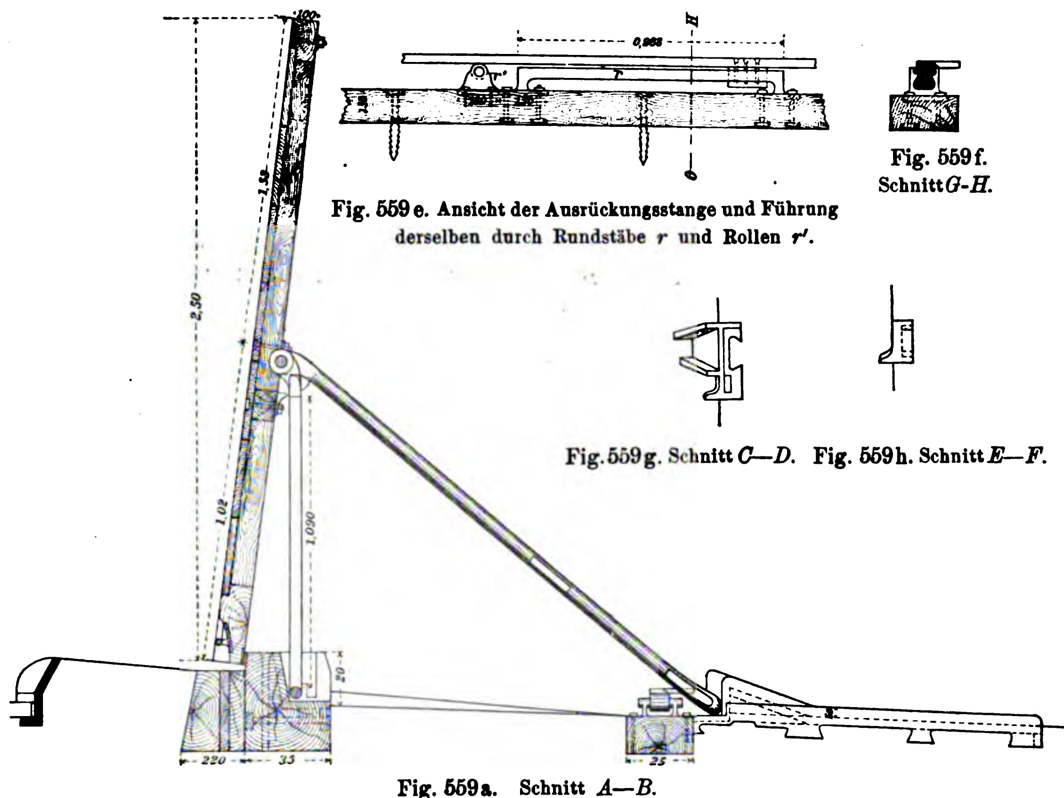
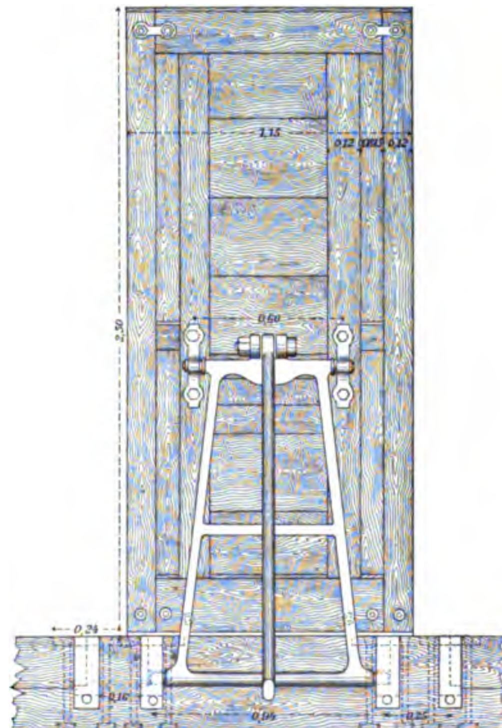

Fig. 559e. Ansicht der Ausrückungsstange und Führung derselben durch Rundstäbe r und Rollen r'.

Fig. 559f. Schnitt G-H.

Fig. 559g. Schnitt C—D. Fig. 559h. Schnitt E—F.

Fig. 559a. Schnitt A—B.

einer Ausrückungsstange, die durch eine am Ufer befindliche Winde in ihrer Achsenrichtung wagerecht bewegt wird, der Fuß der Bockstrebe seitlich soweit verschoben, daß er seinen Stützpunkt an der Knagge verliert und in der Rinne der Stützplatte stromabwärts gleitet. Nunmehr bewirkt der Wasserdruck die vollständige Niederlegung der Klappe. Die Einzelausbildung geht aus den Figuren deutlich hervor, nur ist noch zu bemerken, daß die Bockstreben, deren oberes Gelenk eine kleine seitliche Verschiebung gestattet, an ihrem Fuße nicht gleichzeitig, sondern nacheinander von den Ansätzen der Ausrückungsstange erfaßt werden, so daß die einzelnen Klappen mit ihren Böcken nacheinander auf den Wehrboden sich niederlegen. Dadurch wird der Angriff der unteren Wehr- und Flußsohle durch das überstürzende Wasser ermäßigt. Will man auch das selbsttätige Umkippen der Klappen zur Vermeidung der dadurch entstehenden Gefahren für die Schiffahrt vermeiden, dann


Fig. 559b. Aufriß stromabwärts.

hat man die Drehachse der Klappen so hoch zu legen, daß ein selbsttätiges Umschlagen der Klappen nicht eintreten kann.

Diese ersten Chanoineschen Wehre wurden nach dem Verlaufe einer Hochflut von einem im Oberwasser verankerten und mit Windevorrichtung versehenen Boote aus so wieder aufgerichtet, daß zunächst mit einer Hakenstange der untere auf der Vorderseite der Klappe befindliche Bügel erfaßt und dann die Klappen mit ihrem Bocke so weit stromaufwärts gezogen wurden, daß die Bockstreben, welche dabei vermöge der Grundrißform der Stützplatte, Fig. 559d, in ihre anfängliche Stellung zurückgeführt wurden, durch ihr Eigengewicht gegen die Stütze wieder einfielen. Waren auf diese Weise die sämtlichen Böcke aufgerichtet, dann wurden vom Boote aus die auf diesen noch wagerecht schwebenden Klappen in ihre Schlußstellung heruntergedrückt.

Eine erste Verbesserung erhielten die Chanoineschen Wehre dadurch, daß das Boot durch eine aus niederlegbaren Poiréeschen Wehrböcken gebildete Arbeitsbrücke ersetzt wurde, Fig. 560.

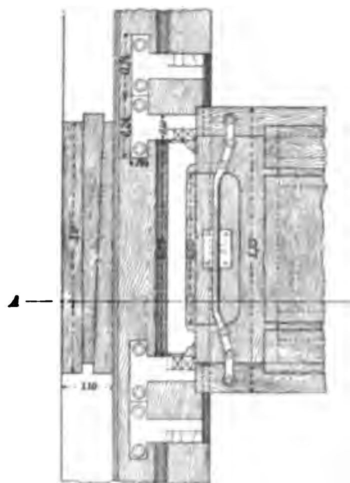


Fig. 559c. Grundriß der umgelegten Klapptüre.

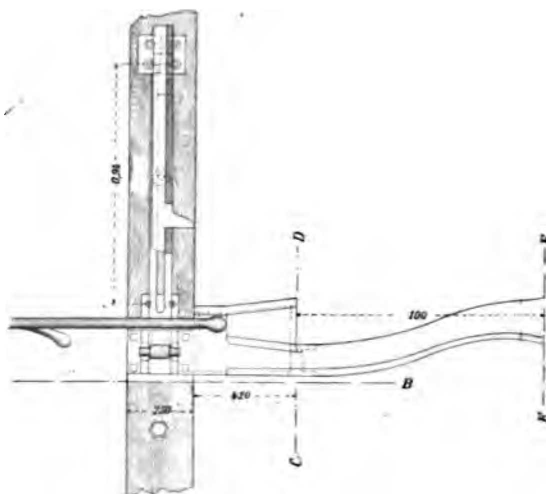


Fig. 559d. Grundriß der Stützplatte und der Ausrückungsstange.

Die 12 aufgestellten Klappen T sollen eben umgelegt werden.

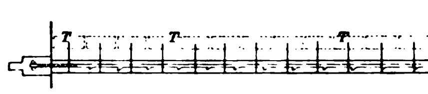


Fig. 559i. Anordnung der mit Ansätzen versehenen Ausrückungsstange im Grundrisse.

Aber auch bei diesen Wehren zeigte es sich mehr und mehr, daß das Wiederaufrichten der Klappen nach einem Hochwasser Schwierigkeiten darbot, die sehr anschaulich in [18] geschildert werden.

Bei der kanalisierten Maas sind an einigen Staustufen zwei Klappenwehre nebeneinander angeordnet, eines mit tiefer Schwelle, als Schiffsdurchlaß dienend, und, von diesem durch einen gemauerten Zwischenpfeiler getrennt, eines mit höherem Rücken: das sogenannte Überfallwehr. Vor den Klappen des letzteren ist aus Poiréeschen Wehrböcken eine Arbeitsbrücke gebildet.

Nach Ablauf des Hochwassers zog man zunächst, indem man die Schwanzkette einer jeden Klappe mit der fahrbaren Winde auf der Arbeitsbrücke verband, die Klappen des Überfallwehres soweit stromaufwärts, daß die Bockstreben vermöge ihres Eigen-

gewichtes selbsttätig in die Knaggen der Stützplatte einfielen. Die alsdann in die Schwebe gebrachten Klappen wurden in dieser Lage dadurch erhalten, daß man ihre Schwanzketten an der Brücke befestigte.

Hierauf begann man vom anderen Ufer her mit dem Aufrichten der Klappen des Schiffsdurchlasses von einem stromaufwärts liegenden verankerten Boote aus. Waren diese Klappen geschlossen, dann vollendete man die Aufrichtung der Klappen des Überfallwehres.

Nun zeigten sehr bald die Erfahrungen, daß das Aufrichten der letzten Klappe des Schiffsdurchlasses wegen des mittlerweile entstandenen Staues große Schwierigkeiten darbot. Wenn man auch mittels der auf dem Fahrzeuge befindlichen Winde das Aufrichten der Klappe erreichte — in einem Falle waren dazu fast 8000 kg Zug nötig — so konnte die durch die heftige Strömung fortgerissene Strebe ihren Stützpunkt an der Knagge nicht finden. Man mußte daher zuweilen, um einen vollständigen Schluß herbeizuführen, die oberhalb des Wehres liegende Haltung wieder ablassen, um dann die Klappen von neuem wieder aufzurichten.

Aber noch weitere Übelstände zeigten sich.

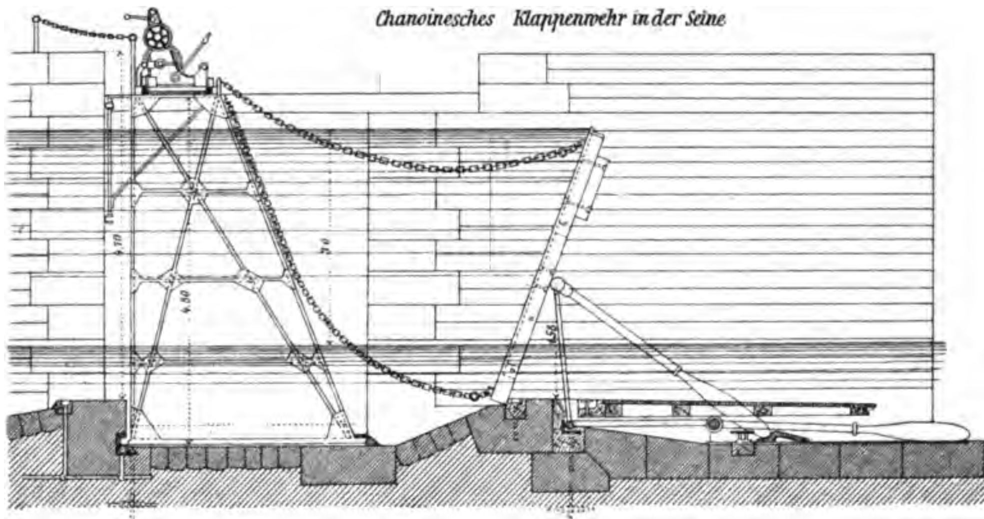


Fig. 560.

Die tief unter dem Wasser befindliche Ausrückungsstange und Windevorrichtung wurden häufig beschädigt, so daß zuweilen ihre Handhabung behufs Niederlegung des Wehres bei eintretendem Hochwasser, also gerade dann, wenn es am nötigsten war, verhindert wurde. In kiesführenden Flüssen kam es vor, daß sich der Kies zwischen Ausrückungsstange und Wehrrücken legte, so daß jene nicht zu bewegen war. Die gleichen Unzuträglichkeiten zeigten sich auch in Frankreich. Der vorgenannten Quelle seien noch folgende Bemerkungen des Ingenieurs Malézieux entnommen:

»Inzwischen waren die neuen, 1865 beendigten Wehranlagen in der Marne in regelmäßigen Betrieb gesetzt und die angestellten Versuche zeigten in hervorragender Weise ganz bestimmte Unzuträglichkeiten der schwebenden Klappen, über die man bislang nur allerdings wachsende Unruhe empfunden hatte. Die in den Aussparungen im Mauerwerk aufgestellten Winden zerbrachen, die Ausrückungsstangen wollten sich nicht bewegen. Das Aufrichten der Klappen war durchweg eine sehr mühevolle Arbeit, be-

sonders wenn man sich dem Ende näherte. Einige Klappen legten sich, wenn schon lange das ganze Aufrichten vollendet war, wieder um, weil die Bockstrebe, deren Fuß sich nur unvollkommen gegen die Knagge gelegt hatte, von selbst nachgab. Man mußte nun die oberhalb des Wehres gelegene Haltung wieder ablassen, um die Klappen von neuem aufzurichten. — Endlich, wenn das Wasser zufällig bis auf die Höhe des Abfallbodens des Wehres gefallen war und nicht mehr hinreichend abschwächend wirken konnte, zerbarsten die großen aus Holz und Eisen gebildeten Tafeln infolge des heftigen Anpralles beim Niederlegen. Bei Damery beobachtete man, wie eine Klappe unter einem Fahrzeuge sich erhob, von diesem aus den Angeln gerissen und fortgeschleppt wurde.«

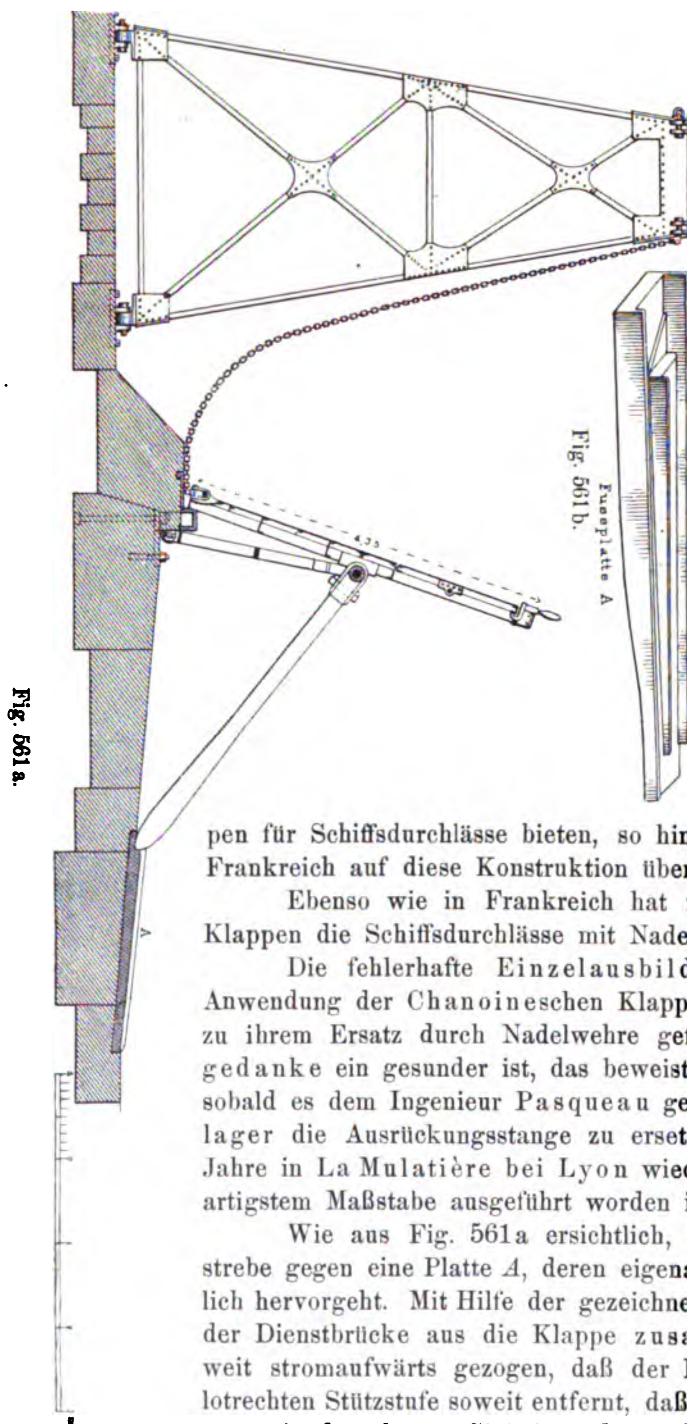


Fig. 561a.

Fig. 561b.

Daran anschließend sagt Hans:

»Seit 1867 waren die Unzuträglichkeiten, welche die Chanoineschen Klappen für Schiffsdurchlässe bieten, so hinreichend erkannt, daß man in Frankreich auf diese Konstruktion überhaupt verzichtete.«

Ebenso wie in Frankreich hat man in der Maas anstelle der Klappen die Schiffsdurchlässe mit Nadelwehren durchbaut.

Die fehlerhafte Einzelausbildung hat somit der weiteren Anwendung der Chanoineschen Klappen ein Ende bereitet, ja sogar zu ihrem Ersatz durch Nadelwehre geführt. Das aber ihr Grundgedanke ein gesunder ist, das beweist das Vorgehen Frankreichs, wo, sobald es dem Ingenieur Pasqueau gelungen war, durch sein Gleitlager die Ausrückungsstange zu ersetzen, im Anfange der achtziger Jahre in La Mulatière bei Lyon wiederum ein Klappenwehr in großartigstem Maßstabe ausgeführt worden ist [19].

Wie aus Fig. 561a ersichtlich, stützt sich der Fuß der Bockstrebe gegen eine Platte A, deren eigenartige Form aus Fig. 561b deutlich hervorgeht. Mit Hilfe der gezeichneten Schwanzkette wird nun von der Dienstbrücke aus die Klappe zusammen mit ihrem Bocke soweit stromaufwärts gezogen, daß der Fuß der Strebe sich von seiner lotrechten Stützstufe soweit entfernt, daß er beim Nachlassen des Kettenzuges in der ebenen Gleitrinne der Fußplatte A abwärts gleitet. Beim

Wiederaufrichten der Klappe wird der Fuß der Bockstrebe die ansteigende Fläche der Fußplatte hinaufgezogen, bis er durch sein Eigengewicht selbsttätig vor der lotrechten Stützstufe (Knaggenvorsprung) wieder einfällt.

Die Berechnung der Wehrklappe. Ist die Größe des Wasserdruckes auf die b Meter breite Klappe und die durch den Schwerpunkt S des Belastungstrapezes gehende Lage seiner Mittelkraft W in bekannter Weise ermittelt, dann ergeben sich (die Stützendrücke A und B) mit den Bezeichnungen der Fig. 562a aus den beiden Gleichungen

$$A + B = W$$
$$-Bm + W(m - e) = 0,$$

woraus

$$B = \frac{W(m-e)}{m} \text{ und } A = \frac{We}{m}.$$

e ist $>$ oder <0, je nachdem W unter oder über dem Drehpunkte O liegt.
Für $e > 0$ wird die Klappe mit der Kraft A gegen den Wehrrücken angepreßt.
Für $e = 0$ befindet sich die Klappe im Gleichgewicht.
Für $e < 0$ kippt die Klappe um.

Soll das selbsttätige Umkippen vermieden werden, dann darf selbst beim höchsten Stande des Unterwassers e nicht negativ werden. Das wird mit Sicherheit unter allen Umständen erreicht für $m = n$, d. h. wenn die Drehachse O in halber Klappenhöhe liegt.

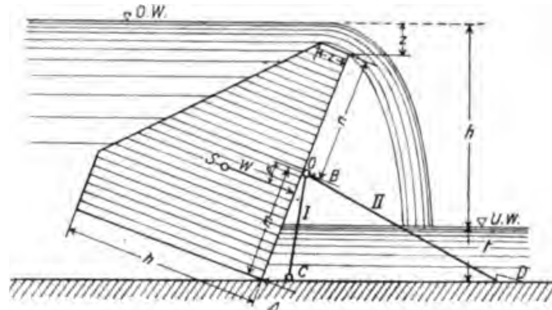


Fig. 562a.

Das bei positivem e zum Öffnen der Klappe erforderliche Kraftmoment ist $= Am$.

Auf den Bock wirkt die mit dem Kräfteplan Fig. 562c zu ermittelnde Zugkraft I: seine unteren Lager C sind also demgemäß zugfest zu verankern. Die Bockstrebe und die Stützplatte D erhalten den Druck II.

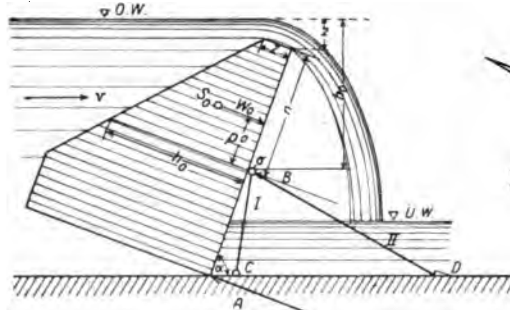


Fig. 562b.

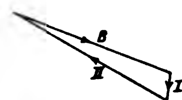


Fig. 562c.

Die Breite der Klappe richtet sich nach ihrer Höhe, d. h. nach der Größe ihrer Belastung und nach den zu ihrer Bewegung geplanten Vorrichtungen. Man wird aber, um dem Bocke eine hinreichende Standsicherheit zu wahren, unter eine Mindestbreite von etwa 1,0 m nicht heruntergehen. Tatsächlich ausgeführte Abmessungen sind z. B. 1,30 m Breite bei 2,0 m Höhe und 1,0 m Breite bei 3,80 m Höhe.

Das größte die Klappe beanspruchende Biegungsmoment liegt im Stützpunkte O und beträgt, Fig. 562b,

$$M_0 = W_0 p_0.$$

Wird die Klappe hoch überströmt, dann vergrößert sich dieses Moment um den Betrag $P \cdot \frac{n}{2}$, worin

$$P = knb \frac{v^2}{2g} \cos \alpha$$

die auf die obere Klappenfläche senkrechte Seitenkraft des Wasserstoßes bezeichnet.

Ist Q die sekundliche Wassermenge und F der Flußquerschnitt im Oberwasser, dann rechne man, da die Geschwindigkeit des Oberwassers unmittelbar vor der Klappe an der Sohle verschwindend klein und im Wasserspiegel verhältnismäßig groß ist, der Sicherheit wegen

$$v = \frac{2Q}{F}.$$

Für k nehme man, nach den Versuchen des Verfassers [20], den Größtwert 1,5 an.

Somit wird das gesamte für die Berechnung der Klappenstärke maßgebende Angriffsmoment

$$M = W_0 \cdot p_0 + \frac{P \cdot n}{2}.$$

Die Zwischenräume zwischen den Klappen sind so zu bemessen, daß einmal die Klappen sich unabhängig voneinander bewegen können und das zum anderen durch sie bei aufgestelltem Wehre die Niedrigwassermenge abfließen kann, ohne daß die Klappen überströmt werden.

Ist die Breite eines Zwischenraumes $= d$ und sind r Klappen vorhanden, dann ist die Gesamtbreite der Zwischenräume $= (r + 1)\,d$.

Ist ferner

h die Stauhöhe,

t die Tiefe des Unterwassers,

dann ergibt sich genügend genau aus unseren Formeln für das Grundwehr

$$Q = \mu\,(r + 1)\,d\,\sqrt{2\,gh}\left(\frac{2}{3}h + t\right).$$

Werden die Klappen x Meter hoch überströmt, dann ist mit den gleichen Bezeichnungen

$$Q = \mu\,(r + 1)\,d\,\sqrt{2g}\left[\frac{2}{3}\,h^{\frac{3}{2}} - \frac{2}{3}\,x^{\frac{3}{2}} + t\sqrt{h}\right],$$

worin $\mu = 0{,}60$.

Ausgeführte Klappenwehre weisen Spielräume auf von je 0,01 bis 0,05 m.

Gegebenenfalls lassen sich, falls die Zwischenräume zu viel Wasser durchlassen, diese durch an die Klappen seitlich anzubringende schmale Leisten auf das erforderliche Maß einschränken.

Durch Wasserdruck bewegte Klappenwehre. In den Vereinigten Staaten, wo als Erster Josiah White im Jahre 1818 in dem kanalisierten Lehigh-Flusse das Unterhaupt einer Schiffsschleuse durch ein hydrostatisches Wehr abschloß [21], haben die Wehre, die durch den Wasserdruck bewegt werden, auch in neuester Zeit eine bemerkenswerte weitere Ausbildung erfahren [22], die sich jedoch grundsätzlich nicht von dem in Figuren 563a und b, dargestellten Wehre unterscheidet, das in la Neuville an der Marne zum Verschlusse eines in einer Stauanlage angebrachten Schiffsdurchlasses bereits in der Mitte des vorigen Jahrhunderts erbaut wurde ([4], Tome IIIme, pag. 328).

Das Wehr wird aus zwei Klappen gebildet, einer Hauptklappe I und einer Gegenklappe II, die an ihrem Fuß auf dem Wehrrücken gelenkartig befestigt sind. Die Gegenklappe II ist oben mit Rollen *r* versehen, mittels derer sie bei der Bewegung des Wehres auf der Unterfläche der Hauptklappe I auf- oder abwärts gleitet, je nachdem das Wehr aufgerichtet oder niedergelegt wird. Die Klappen begrenzen nach oben einen im Wehrunterbau ausgesparten Hohlraum *K*, die sogenannte Wehrkammer, welche durch einen Stichkanal mit einem im anschließenden Zwischen- oder Uferpfeiler vom Ober- nach dem Unterwasser durchlaufenden Kanale in dauernder Verbindung steht. Der letztere kann, wie aus den Figuren ersichtlich, nach Belieben mit dem Ober- oder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt werden: im ersteren Falle ist das Schütz S_0 geöffnet, das Schütz S_u geschlossen, im letzteren Falle haben die Schütze die umgekehrte Stellung.

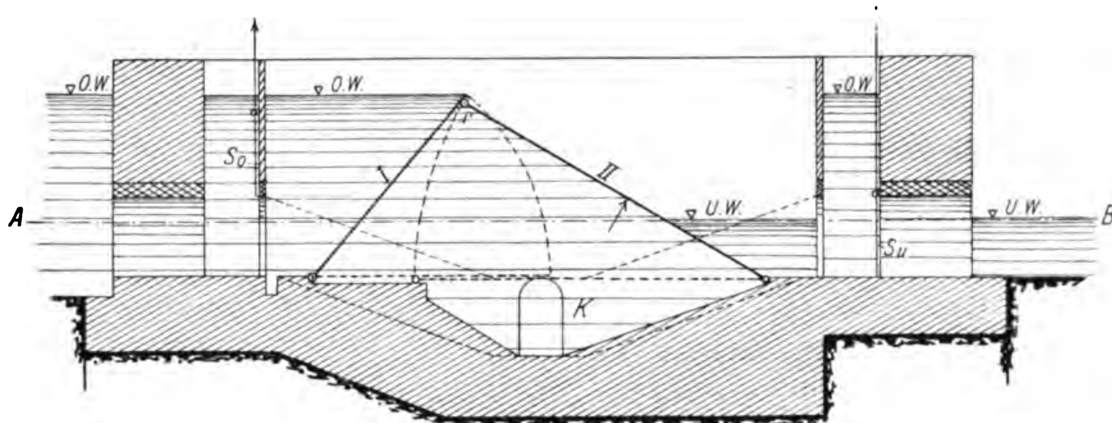


Fig. 563a. Schnitt *C—D—E—F*.

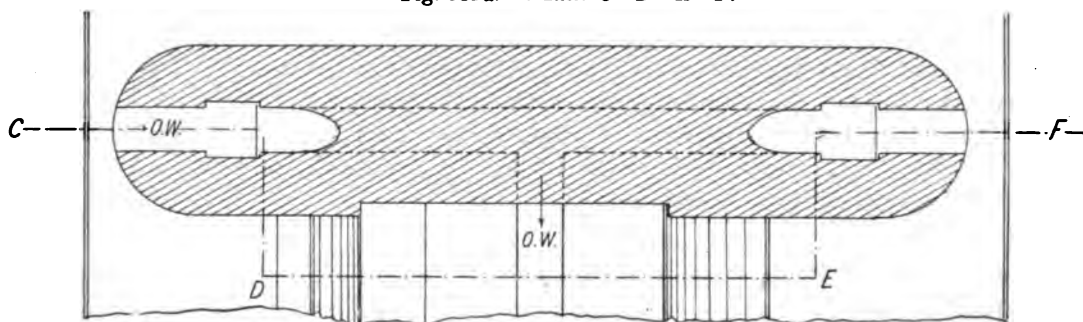


Fig. 563b. Schnitt *A—B*.

Wird die Wehrkammer mit dem Oberwasser verbunden und gleichzeitig gegen das Unterwasser abgeschlossen, dann erfährt die Hauptklappe von beiden Seiten den gleichen Druck des Oberwassers, während auf die Gegenklappe von unten her der Überdruck des Oberwassers wirkt: das Wehr richtet sich auf, bis die Oberkante der Gegenklappe gegen einen Vorsprung der Hauptklappe anstößt.

Wird die Wehrkammer mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt und gleichzeitig gegen das Oberwasser abgeschlossen, dann erfährt die Gegenklappe von beiden Seiten den gleichen Druck des Unterwassers, während die Hauptklappe von oben her den Überdruck des Oberwassers erhält, unter dessen Einwirkung das Wehr sich niederlegt, wobei beide Klappen, einander teilweise überdeckend, die gestrichelte wagerechte Lage annehmen.

Behufs Wiederaufrichtung des Wehres werde nun die Wehrkammer mit dem Oberwasser verbunden und gegen das Unterwasser abgeschlossen, dann berechnet sich der zur Wiederaufrichtung des Wehres anfänglich erforderliche Überdruck wie folgt.

Es seien, Fig. 564, P_1 das Gewicht der Klappe I, P_2 das der Klappe II nach Abzug des Auftriebes und D der auf die Unterfläche der Klappe II wirkende Überdruck, dann muß am freien Ende der Klappe II zur Hebung der Klappe I eine Hubkraft wirken in der Größe $= \frac{1}{2}(D - P_2)$, deren Moment, in bezug auf die Drehachse der Klappe I mit den Bezeichnungen der Fig. 564 beträgt

Fig. 564.

$$M = \frac{1}{2}(D - P_2)\,l.$$

Mithin ergibt sich die zur Hebung der Klappengewichte erforderliche Kraft aus der Momentengleichung

$$\frac{1}{2}(D - P_2)\,l = P_1 \frac{l_1}{2}$$

zu

$$D = \frac{P_1 l_1 + P_2 l}{l}.$$

Es sei z. B.

$$P_1 = 250 \text{ kg}, \quad l_1 = 4{,}0 \text{ m},$$
$$P_2 = 400 \text{ kg}, \quad l_2 = 6{,}10 \text{ m}, \quad l = 1{,}70 \text{ m},$$

dann ist

$$D = \frac{250 \,.\, 4 - 400 \,.\, 1{,}7}{1{,}7} = 188{,}2 \text{ kg/m} = \frac{188{,}2}{6{,}1} = 30{,}9 \text{ kg/qm}.$$

Zum Heben der Klappengewichte muß also anfänglich ein Überdruck von 3,09 cm zur Verfügung stehen. Da aber außerdem noch die Reibungswiderstände der Klappengelenke und der Rolle r zu überwinden sind, für die man einen Zuschlag von etwa 10 v. H. rechnen kann, so ergibt sich der erforderliche Überdruck, oder die im Anfange der Aufrichtung des Wehres notwendige Stauhöhe

$$h = 3{,}09 + 0{,}1 \,.\, 3{,}09 = 3{,}4 \text{ cm}.$$

Es ist daher die Aufrichtung solcher Wehre nur möglich, wenn bei niedergelegtem Wehre bereits eine gewisse Stauhöhe vorhanden ist. Bei dem Wehre in la Neuville ist zur Hervorbringung dieser Stauhöhe im Oberwasser, etwas stromaufwärts der Klappe I, eine dritte bewegliche Klappe — in Fig. 563 nicht gezeichnet! — angebracht, die für gewöhnlich in wagerechter Lage auf dem Wehrboden festgehalten wird und die, falls sie mittels einer besonderen, der Chanoineschen Ausrückungsstange ähnlichen Vorrichtung freigegeben wird, selbsttätig in die lotrechte Lage aufklappt und dadurch den zur Aufrichtung des eigentlichen Wehres erforderlichen Stau erzeugt. Ist das Wehr aufgerichtet, dann klappt die Stauklappe, die nunmehr von beiden Seiten den gleichen Druck erfährt, selbsttätig in ihre wagerechte Lage wieder zurück.

Eine solche Einrichtung ist aber nichts weniger denn vorbildlich. Man wird deshalb die in Rede stehenden Klappenwehre nur dort verwenden, wo entweder schon durch ihren die Flußsohle überragenden festen Unterbau ein Stau erzeugt wird, oder wo der Stau durch andere in der gleichen Wehranlage, aber in anderen Öffnungen der-

selben vorhandene Wehre hervorgerufen wird. Heutzutage wird man bei allen größeren Anlagen, wie z. B. der in [22] beschriebenen, die Wehrklappen aus Eisenblech herstellen. Der eben genannten Quelle sei noch entnommen, daß in der Mitte einer Stauanlage im Alleghany bei Pittsburg sich Chanoinesche Klappen befinden, während an einer Seite ein hydrostatisches Wehr, »movable dam«, in der grundsätzlichen Anordnung der Fig. 563 erbaut ist. Der bewegliche Damm bildet also eine Ergänzung des Klappenwehres. Bei Eintritt stärkerer Hochfluten wird zunächst der bewegliche Damm niedergelegt, um das lästige und schwierige Wiederaufrichten der Chanoineschen Klappen auf die seltenen höchsten Wasserstände zu beschränken.

Der bewegliche Damm besteht aus zwei in ihren Fußpunkten auf Bolzen gelagerten Klappen, die die ganze 27,9 m im Lichten betragende Breite der Wehröffnung einnehmen und vollwandig in Eisenblech ausgebildet sind. Die Hauptklappe ist auf der Gegenklappe in auf dieser angebrachten Rollen von 127 mm Durchmesser gelagert. Die Fußlager der Hauptklappe sind durch eine Eisenblechhaut umkleidet und dadurch gegen Versandung geschützt. Die Stauhöhe beträgt 1,35 m. Zur Bedienung des Wehres sind zwei Mann erforderlich. Die gesamte Zeit vom Beginn des Niederlegens bis zum erfolgten Aufrichten betrug bei einem Versuche nur 10 Minuten. Die Wasserverluste durch Undichtigkeiten scheinen gering zu sein.

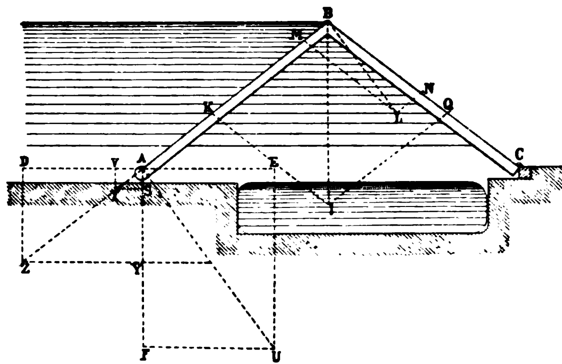


Fig. 565.

Die neuerdings zur Ausführung gelangten Gelenkklappenwehre sind auf die Vorschläge des französischen Ingenieurs Carro zurückzuführen [23, 24].

Carro stellt an ein selbstwirkendes Wehr folgende Anforderungen: Es soll sich 1. von selbst und allmählich niederlegen, wenn bei steigendem Wasser der durch das Wehr angestaute Wasserspiegel eine für die Uferländereien gefahrbringende Höhe erreicht, und sich 2. selbsttätig in dem Augenblick wieder aufrichten, also das Wasser wieder anstauen, wenn bei fallendem Wasser der Wasserspiegel bis auf die für die Schiffahrt unerläßliche Mindesthöhe herabgesunken ist. Diesen Forderungen fügt Carro noch folgende Bedingungen hinzu: Die Herstellungskosten des Wehres sollen tunlichst gering sein; das Wehr soll möglichst wenig Bedienungsmannschaften erfordern; damit dasselbe auch als Schiffsdurchlaß zu benutzen sei, muß es außer den vorerwähnten beiden selbsttätigen Bewegungen am Anfang und am Ende einer Hochflut jederzeit durch Menschenhand mit Leichtigkeit geöffnet werden können. Auf Grund dieser Forderungen schlägt nun Carro folgende Bauweise vor:

Das Wehr wird aus einer unter einem Winkel von fast 45° gegen die Wagerechte geneigten Klappe *BC*, Fig. 565, gebildet. Indem diese Klappe sich um Gelenke *C* dreht, welche auf einer Schwelle der Sohle befestigt sind, legt sie sich stromaufwärts nieder. Oben bei *B* ist sie mittels eines Gelenkes mit einer Gegenklappe *AB* verbunden, welche vermöge an ihrem Fuße angebrachter Führungsrollen sich sowohl drehen, als auch ausgleiten kann. Die am Fuße dieser Gegenklappe befindlichen Achsen sind seitlich durch die Naben dieser Führungsrollen verlängert und bewegen sich in

den seitlichen Hohlräumen eines I-Eisens, indem sie zugleich durch letzteres festgehalten werden. Bei vollständig aufgerichtetem Wehr stoßen diese Zapfen an je ein vorspringendes und die Hohlräume des I-Eisens abschließendes Winkeleisen, so daß hierdurch eine Überschreitung dieser äußersten Grenzlage verhindert wird. In dieser Grenzlage erleidet die Klappe BC einen Überdruck von unten, welchem die Gegenklappe zugfest widersteht. Um den Hohlraum um die unteren Zapfen der Gegenklappe möglichst zu verringern und dadurch eine stetige Verbindung des Oberwassers mit der von den Klappen abgeschlossenen Druckkammer ABC zu verhindern, sind die I-Eisen, soweit dies möglich, mit Eichenholz ausgefüttert. Zu demselben Zweck sind unten auf den Gegenklappen vorspringende Deckplatten aus starkem Eisenblech angebracht.

Die Vorrichtung arbeitet nun folgendermaßen: Unter der bei niedergelegtem Wehr durch die Klappen gebildeten wagerechten Decke befindet sich auf der ganzen Breite der Wehröffnung eine Kammer, welche mittels eines in dem Land- oder Mittelpfeiler ausgesparten Kanales entweder mit dem Oberwasser oder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt werden kann. Um das Wehr zu schließen, setzt man mittels einer weiter unten zu besprechenden, in dem Kanal angebrachten Einlaßvorrichtung die Druckkammer mit dem Oberwasser in Verbindung, indem man dieselbe gleichzeitig gegen das Unterwasser abschließt. Infolgedessen entsteht ein Wasserüberdruck gegen die Unterfläche der Klappe BC und hebt dieselbe.

Die gleich großen Klappen und Gegenklappen werden also beide gleichzeitig dem Wasserdrucke gehorchen und sich aufrichten, indem sie einen satteldachförmigen Rücken bilden. Um das Wehr niederzulegen, setzt man die Druckkammer mit dem Unterwasser in Verbindung, indem man sie vom Oberwasser abschließt. Die Klappe BC wird dann auf beiden Seiten gleichen Druck erhalten, während die Gegenklappe AB den ganzen Überdruck aushalten muß. Die sämtlichen nunmehr auf die Vorrichtung wirkenden Kräfte erzeugen (vergl. die Schlußbemerkung) unter gewissen Bedingungen einen von C nach A gerichteten Überschuß an Schubkraft, welcher die Gegenklappe zwingt, sich in die Verlängerung der mit ihr verbundenen Klappe niederzulegen. Das bewegliche Wehr senkt sich also gegen die Strömung. Bei diesem Vorgange des Senkens wird die Klappe, welche zuerst allein den Wasserüberdruck aufnahm, allmählich diesen Druck auf die Gegenklappe abgeben, welche letztere beim Wiederaufrichten des Wehres den Druck wiederum auf die Klappe überträgt. Auf diese Weise findet also zwischen diesen beiden Teilen der beweglichen Vorrichtung eine abwechselnde Übertragung des hydraulischen Druckes statt.

Der beim Senken auf die Gegenklappe AB übertragene Druck P bewirkt in A einen Druck $AU = \frac{2}{3}P$ und in B einen solchen $BL = \frac{P}{3}$. Die Kraft AU zerlegt sich in die lotrechte Seitenkraft AF und die wagerechte AE, von denen die erstere die in einer überschläglichen Rechnung zu vernachlässigende rollende Reibung von Eisen auf Eisen erzeugt und die letztere gleich ist $\frac{2}{3}P\sin\alpha$, wenn α den veränderlichen Winkel der Klappen mit der Wagerechten bezeichnet.

Der zweite Druck BL zerlegt sich in die Seitenkräfte BN und BM, von denen die erstere durch den Punkt C in den Unterbau übertragen wird und die letztere in der Richtung BA wirkt.

Da

$$\measuredangle ABC = \pi - 2\alpha \quad \text{und} \quad \measuredangle MLB = \frac{\pi}{2} - 2\alpha,$$

so ist

$$BM = \frac{P}{3}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right).$$

Diese nach A übertragene Kraft verursacht dort eine lotrechte Seitenkraft AS, die eine geringe zu vernachlässigende Reibung erzeugt, und eine im Sinne der Bewegung des Punktes A gerichtete wagerechte Seitenkraft

$$AV = AT\cos\alpha = \frac{P}{3}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right)\cos\alpha.$$

Die Klappe AB hat außer dem Wasserüberdrucke noch einen Teil ihres Eigengewichtes und desjenigen der Klappe BC zu tragen.

Ist p dieses Gewicht, dann ist der Scheitel B durch eine lotrechte Kraft p belastet, welche sich zerlegt in zwei einander gleiche Seitenkräfte BQ und BK. BQ kommt nicht in Betracht, da sie eine zu vernachlässigende Reibung erzeugt.

BK ergibt sich ohne weiteres aus Fig. 565

$$BK = \frac{p}{2\sin\alpha}.$$

In A erzeugt die lotrechte Seitenkraft von BK eine zu vernachlässigende Reibung und eine wagerechte Seitenkraft

$$AD = BK\cos\alpha = \frac{p\cos\alpha}{2\sin\alpha}.$$

Damit das Wehr sich niederlegen kann, muß die algebraische Summe der wagerechten Kräfte AE, AV, AD positiv in der Richtung von C nach A sein:

$$AV + AD - AE > 0.$$

oder

$$\frac{P}{3}\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right)\cos\alpha + \frac{p\cos\alpha}{2\sin\alpha} - \frac{2}{3}P\sin\alpha > 0$$

oder, da

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right) = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{2} - 2\alpha\right)} = \frac{\cos 2\alpha}{\sin 2\alpha} = \frac{2\cos^2\alpha - 1}{2\sin\alpha\cos\alpha},$$

$$\frac{P}{3}\frac{1 - 2\sin^2\alpha}{2\sin\alpha} + \frac{p\cos\alpha}{2\sin\alpha} + p\cos\alpha > 0$$

oder

$$\frac{P}{3} - 2P\sin^2\alpha + p\cos\alpha > 0.$$

Ist l die Länge und d die mittlere Stärke einer Klappe, dann ist

$$P = \gamma\frac{l^2\sin\alpha}{2} \quad \text{und} \quad p = \gamma_1 ld,$$

wenn γ und γ_1 die Raumgewichte des Wassers und des Klappenstoffes bezeichnen.

Wir erhalten somit

$$\gamma\frac{l^2\sin\alpha}{6} - \gamma l^2\sin^3\alpha + \gamma_1 ld\cos\alpha > 0.$$

Da $\gamma = 1000$ und, für eiserne Klappen, $\gamma_1 = 7800$ ist, so wird

$$1000\, l\sin\alpha - 6000\, l\sin^3\alpha + 46800\, d\cos\alpha > 0.$$

Setzen wir, genau genug für die Zwecke unserer überschläglichen Rechnung, $\frac{d}{l} = 0{,}01$ oder $d = 0{,}01\, l$, dann erhalten wir

$$\sin\alpha - 6\sin^3\alpha + 0{,}468\sqrt{1 - \sin^2\alpha} > 0.$$

Es müßte also bei der Anordnung der Fig. 565 und bei eisernen Klappen der Winkel $\alpha = 30°$, oder der Winkel $ABC = 120°$ sein, damit das Wehr sich niederlegt.

Um den Winkel, den die beiden Klappen miteinander bilden, auf 90° zurückzuführen und dadurch ein besseres Konstruktionsverhältnis zu erzielen, sind nach Fig. 566a die I-Eisen und die Schienen, auf denen die Rollen der Klappe AB laufen, zu krümmen.

Der Rücken des Wehres bildet eine wagerechte Linie, die je nach der in einem gegebenen Zeitpunkte abzuführenden Wassermenge des Flusses eine höhere oder tiefere Lage annimmt. Es ist zu beachten, daß dieser Rücken nicht plötzlich, sondern nur ganz allmählich sich hebt oder senkt, da die bewegende Kraft eine Funktion der Wassermenge des Flusses ist, welch letztere nur in unmerklichen Abstufungen sich ändert. Wenn man nämlich die Einlaßvorrichtung von Hand bewegt, hat man es in seiner Gewalt, die in die Druckkammer ein- oder aus derselben auszulassende Wassermenge — je nachdem es sich um eine Schließung oder Öffnung des Wehres handelt — abzu-

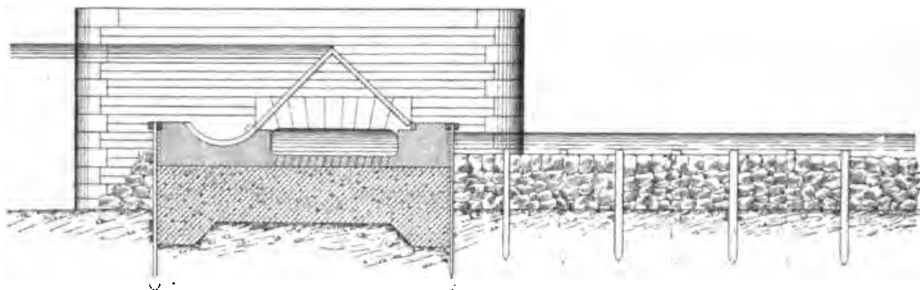


Fig. 566a.

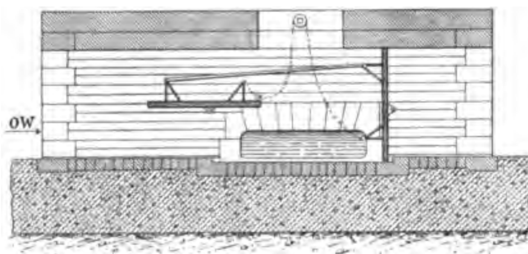


Fig. 566b.

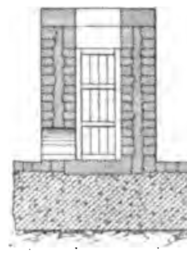


Fig. 566c.

messen: man kann somit beliebig die Triebkraft, welche die Bewegung erzeugt, mäßigen. In dem anderen Falle der selbsttätigen Bewegungen werden sich — wie wir später sehen werden — die Einlaßklappschütze nur sehr langsam bewegen, da der Wasserüberdruck sich in nur unmerklichen Abstufungen ändert. Unter dem Einflusse eines kleinen Überdrucks wird die unendlich kleine Aufrichtungsbewegung der Klappen eine Verlangsamung der Wasserabführung zur Folge haben: das Oberwasser wird sich heben und somit die Druckhöhe vermehren. Hieraus entsteht ein neues unmerkliches Heben des Wehrrückens, eine zweite Verzögerung des Abflusses usw. Man sieht, daß infolge dieser allmählichen Aufstauung des Oberwassers die Aufrichtung des Wehres die Summe oder das Integral von unendlich kleinen Bewegungen sein wird.

Außerdem ist zu beachten, daß in dem Augenblicke, wo das Wehr behufs Durchlassens einer Hochflut sich öffnen muß, die überfließende Wasserschicht bereits eine

beträchtliche Stärke erreicht haben wird, und daß somit der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser sich merklich vermindert haben wird. Es wird also ein selbst rasches Niederlegen der Wehrklappen keine besonders heftige Wasserbewegung verursachen.

Die selbstwirkenden Klappen der Einlaßschleuse sind folgendermaßen ausgebildet: Der Pfeiler, in welchem diese Klappen angeordnet sind, wird auf seiner ganzen Länge von einem Kanal durchzogen, welcher durch eine seitliche Mündung mit der Druckkammer in Verbindung steht (Fig. 566b und c). Oberhalb und unterhalb dieser Mündung ist je eine Klappe angebracht. Diese Klappen drehen sich um eine wagerecht etwas unter ihrer Mitte angeordnete Achse. Bei der gegen die Strömung gerichteten Drehung schlägt der Fuß der Oberklappe gegen eine oberhalb der Mündung angebrachte Schwelle, während die Unterklappe, mit der Strömung sich drehend, gegen eine zweite Schwelle unterhalb stößt. Diese beiden Klappen können nur in einander entgegengesetztem Sinne sich drehen. Sie sind an ihren oberen Teilen durch eine Zugstange von solcher Länge miteinander verbunden, daß, wenn die eine senkrecht steht oder geschlossen ist, die andere wagerecht oder geöffnet ist. Setzten wir nun voraus, daß bei Niedrigwasser das Wehr aufgerichtet ist. Alsdann ist die Oberklappe geöffnet, die Unterklappe geschlossen und die mit dem Oberwasser in Verbindung stehende Druckkammer ist vom Unterwasser abgeschlossen. Bei eintretender Hochflut steigt der Angriffspunkt des Wasserdrucks, welcher sich bis dahin unter der Drehungsachse befand, allmählich empor: die Unterklappe dreht sich und veranlaßt die Aufrichtung der Oberklappe. Das Wasser der Druckkammer fließt nach dem Unterwasser aus, bis es dessen Wasserspiegelhöhe erreicht. Alsdann werden die Wehrklappen von dem unteren Wasserdruck entlastet, indem sich der ganze Wasserdruck auf die Gegenklappen überträgt. Das Gewicht jeder Doppelklappe erzeugt eine wagerechte Seitenkraft, welche das Zurückweichen der Gegenklappe und infolgedessen die Niederlegung des ganzen Wehrs auf die Sohle bewirkt. Das Wehr hat sich also von selbst geöffnet, um die Hochflut durchfließen zu lassen.

Bei wieder fallendem Wasser wird ein Zeitpunkt eintreten, in welchem der Wasserspiegel bis auf die für die Schiffahrt unerläßliche Höhe herabgesunken ist: es muß alsdann das Wehr, indem es sich wieder aufrichtet, diese Höhe aufrecht erhalten, unter welche der Fluß nie herabsinken darf. In diesem Augenblicke wandert der Angriffspunkt des Wasserdrucks, welcher über der Drehungsachse der Oberklappe lag, bis unter diese Achse und veranlaßt deren Drehung. Vermöge der durch die Zugstange hergestellten Verbindung zwischen den Klappen bewirkt die Öffnung der Oberklappe den Schluß der Unterklappe. Die Druckkammer wird von neuem mit dem Oberwasser in Verbindung gesetzt und vom Unterwasser abgeschnitten, so daß also das Wehr sich wieder aufrichtet. Wenn man bei jedem beliebigen Wasserstande das Wehr in einem gegebenen Zeitpunkte öffnen und schließen wollte, dann würde man mittels Kette und Winde (Fig. 556b) die Drehklappen dementsprechend stellen können.

Trommelwehre.

Anstatt die Haupt- und Gegenklappe gesondert anzuordnen, kann man sie nach dem Vorgange des französischen Ingenieurs Desfontaines — erste Ausführung bei der Stauanlage in der Marne bei Damery im Jahre 1857 — [4] in einer einzigen Klappe vereinigen, die etwas unter ihrer Mitte eine feste wagerechte Drehachse besitzt. Im aufgerichteten Zustande, bei geschlossenem Wehre, steht die Klappe lotrecht. Es

bildet dann die kürzere obere Klappe, die Hauptklappe, die eigentliche Stauwand, während die längere untere Klappe, die Gegenklappe, sich in einem Hohlraume des Wehrunterbaues befindet. Dieser Hohlraum hat, um die Bewegung der Gegenklappe zu ermöglichen, die Gestalt eines Viertelzylinders, weshalb diese Wehre Trommelwehre genannt werden.

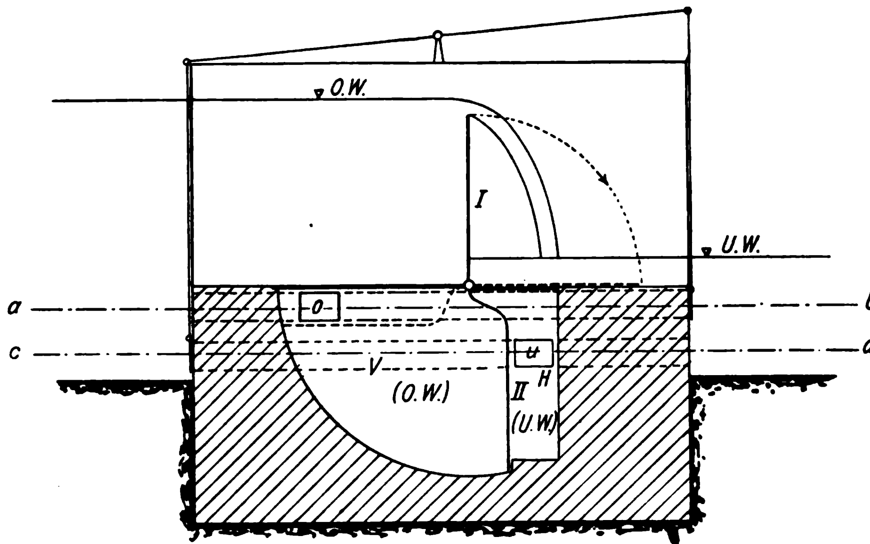


Fig. 567 a.

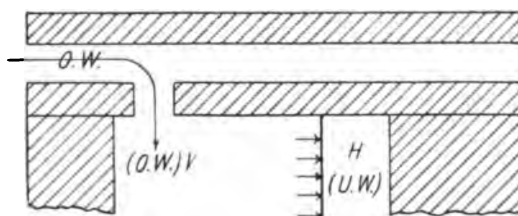


Fig. 567 b. Schnitt a—b.

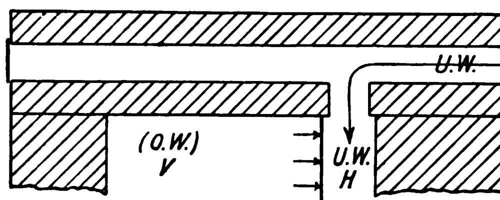


Fig. 567 c. Schnitt c—d.

Ohne auf die naturgemäß in der Einzelausbildung inzwischen veralteten Anordnungen Desfontaines einzugehen, soll zunächst das Grundsätzliche dieser Wehre dargelegt werden. Fig. 567 a zeigt in schematischer Darstellung ein Trommelwehr in aufgerichtetem Zustande. *I* ist die Hauptklappe, *II* die etwa um ein Zehntel längere Gegenklappe. Die letztere teilt die Wehrkammer in zwei Teile, die Vorderkammer *V* und die Hinterkammer *H*. Wird nun in die Vorderkammer das Oberwasser eingelassen und gleichzeitig in die Hinterkammer das Unterwasser, dann wird die Klappe in ihrer lotrechten Stellung verbleiben, falls das auf die Gegenklappe wirkende Drehmoment größer ist als das entgegengesetzt auf die Hauptklappe wirkende Drehmoment.

Wie aus den beiden Schnitten, Fig. 567 b und c, hervorgeht, sind in den die Wehröffnungen begrenzenden Pfeilern je zwei vom Ober- nach dem Unterwasser durchgehende Kanäle angeordnet, von denen der obere durch die Öffnung *o*, der untere durch die Öffnung *u* in dauernder Verbindung mit der Vorder- bez. Hinterkammer stehen. Die gezeichnete Schützenanordnung läßt weiter erkennen, daß gleichzeitig der obere Kanal mit dem Oberwasser verbunden und gegen das Unterwasser abgeschlossen ist, während zu der gleichen Zeit beim unteren Kanal das umgekehrte stattfindet.

Wird nun die die Schützen betätigende Hebelschwinge umgelegt, dann tritt der umgekehrte Zustand ein: der obere Kanal wird mit dem Unterwasser verbunden und gegen das Oberwasser abgeschlossen, der untere Kanal wird mit dem Oberwasser verbunden und gegen das Unterwasser abgeschlossen. Infolgedessen tritt in die Vorder-

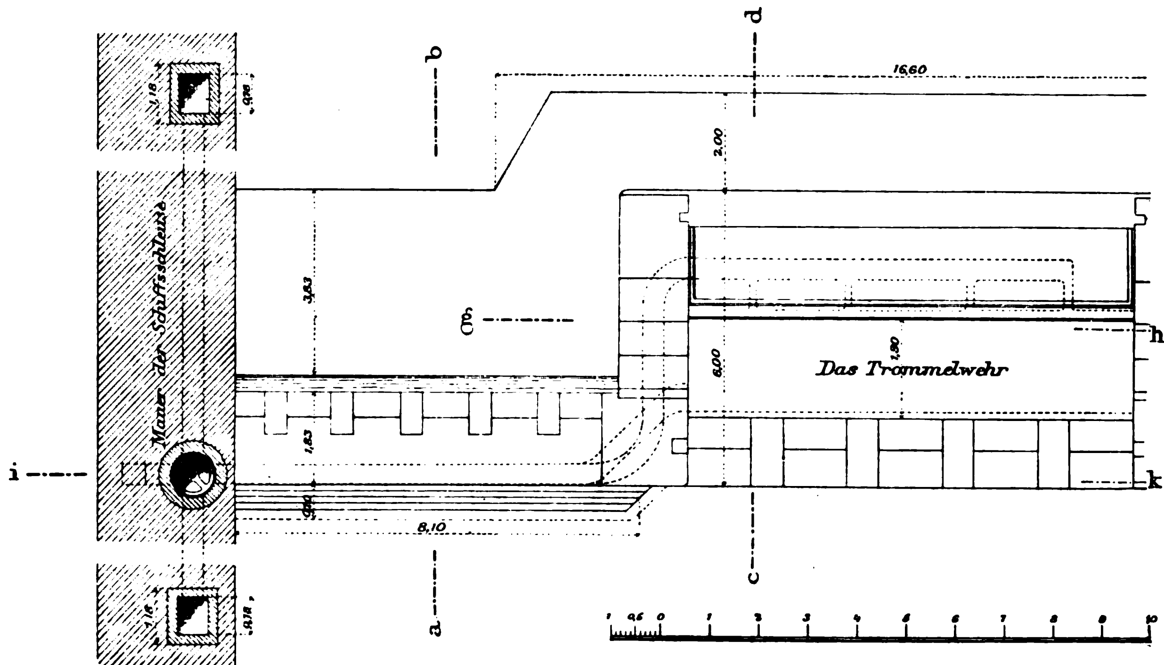


Fig. 568a.

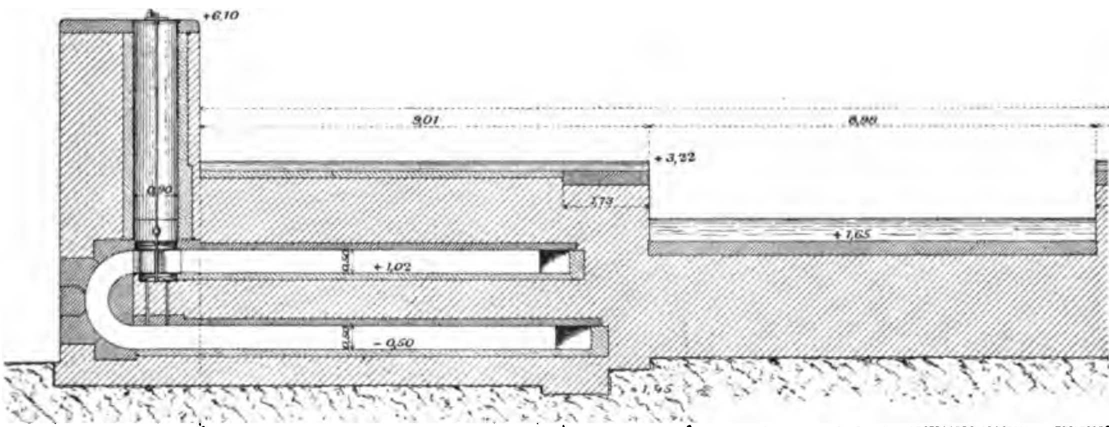
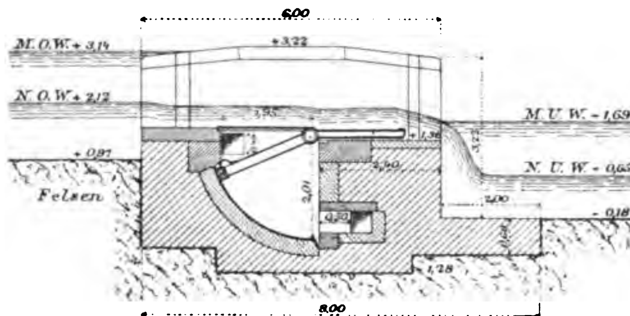


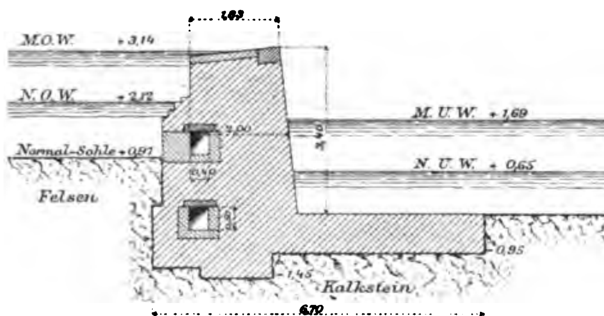
Fig. 568e. Längenschnitt $i—k$.

kammer das Unterwasser, in die Hinterkammer das Oberwasser. Das Drehmoment wirkt nunmehr auf die Unterwasserseite der Gegenklappe in dem gleichen Sinne wie das Drehmoment auf die Hauptklappe: das Wehr legt sich nieder (gestrichelte Lage in Fig. 567a).

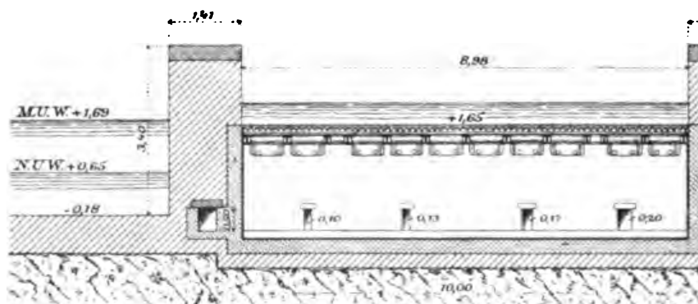
Als ein gutes Beispiel für die heutige Ausbildung der Trommelwehre kann das Trommelwehr in Oppeln [25] gelten. Es lehnt sich zwar in seiner Ausbildung an das von Prüsmann entworfene und erbaute Trommelwehr in der Küddow [26] an, weist aber manche Verbesserungen auf, die für spätere Ausführungen in Deutschland vorbildlich geworden sind. Es liegt in dem durch einen Arm der Oder gebildeten Winterhafen in der Mitte eines festen Wehres, das vom Hochwasser überströmt wird, und dient dazu, bei kleinen Wasserständen, wenn die Überströmung nicht stattfindet, in dem dann stillstehenden Oberwasser von Zeit zu Zeit einen Wasserwechsel eintreten zu lassen, um dessen Faulen zu verhindern, soll aber auch bei geeigneten Wasserständen zum Durchlassen von Schiffen niedergelegt werden. Es ist vom Lande aus nur zugänglich, wenn der Rücken des festen Wehres trocken liegt, weshalb es von der wasserseitigen Kammermauer der Schiffsschleuse aus, an die es sich anschließt, bedient werden muß. Unter Hinweis auf die Figuren 568 bis 570 ist zu



Querschnitt c d.
Fig. 568b.



Querschnitt a b.
Fig. 568c.


Fig. 568d. Längenschnitt g—h.

erwähnen, daß die Wasserzuführung hinter die Gegenklappe durch einen unter dem Abfallboden des Wehres liegenden Kanal mittels vier Verbindungsschlitze von 0,10 bis 0,20 m Breite erfolgt, ohne das Mauerwerk, auf dem die Klappenachse liegt, nennenswert zu schwächen.

Die gemauerten vier Kanäle: je einer vom Oberwasser, vom Unterwasser, nach der Vorderkammer und nach der Hinterkammer des Wehres, sind in der linksseitigen Abschlußmauer in einem lotrechten Schachte, Fig. 568a und 568e, zusammengeführt, wo sie sich in einem gußeisernen Gehäuse vereinigen.

In letzterem, Fig. 570, befindet sich eine Droßelklappe mit angegossenen kreisrund abgedrehten Scheiben, die in den passend ausgedrehten Boden- und Deckenöffnungen des Gehäuses mit geringem

Wagerechter Schnitt g—h. Wagerechter Schnitt i—k.

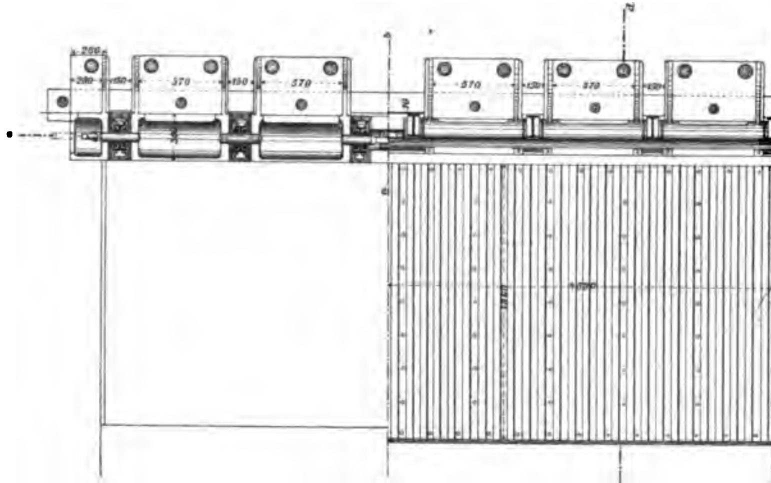


Fig. 569a.

Schnitt c—d.

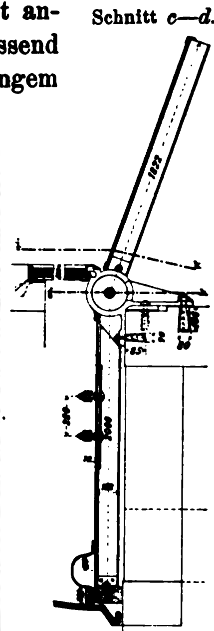
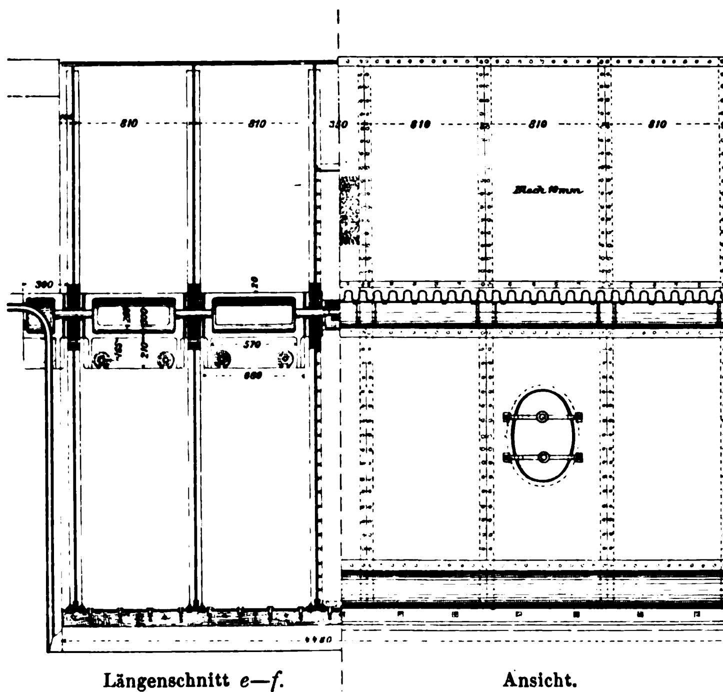


Fig. 569b.



Längenschnitt e—f. Ansicht.

Fig. 569c.

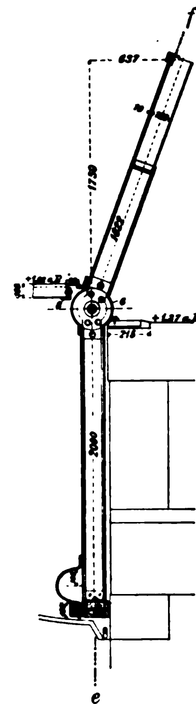


Fig. 569d. Schnitt a—b.

Spielraum sich bewegen, so daß bei der Drehung des Hahnes nur die Reibung in dem Spurzapfen der Welle zu überwinden ist. Durch die Höhlung des Hahnes steht der Raum über seiner Decke mit dem Raume unter seinem Boden in Verbindung, so daß ein einseitiger, die Bewegung erschwerender Wasserdruck auf den Hahn nicht ausgeübt werden kann. Die Achse des Hahnes endigt oben in einen mittels Gelenkes befestigten kurzen Hebel, der zur Drehung und, durch Einklinken in den auf dem Deckel des Einsteigeschachtes angegossenen Zahnkranz, zur beliebigen Einstellung des Hahnes dient.

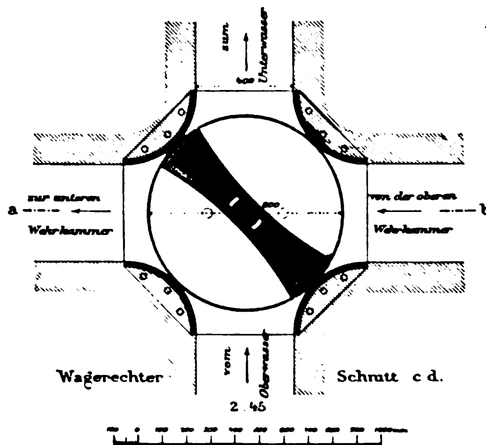


Fig. 570a.

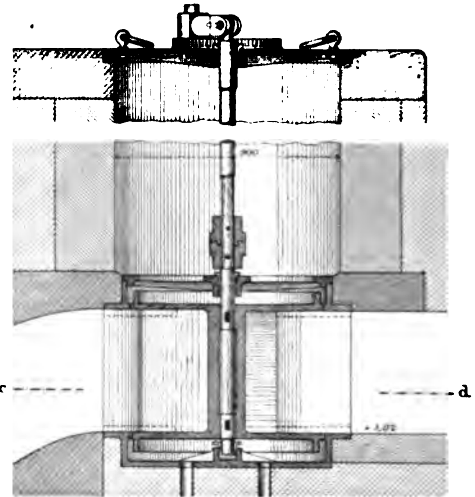


Fig. 570b.

Einzelheiten der Umsteuerungs-Vorrichtung

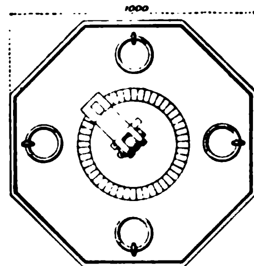


Fig. 570c.

Ein Luftkanal zum Auslassen der Luft aus der Vorderkammer des Wehres ist nicht vorhanden. Die Anwesenheit von Luft unter der Decke der Wehrkammer hat den Vorteil, daß dadurch der Stoß gemildert wird, der entsteht, wenn das in den Betriebskanälen befindliche Wasser nach erfolgter Aufrichtung oder Niederlegung der Wehrklappe plötzlich in seiner Bewegung gehemmt wird. Dieser Stoß, der um so heftiger ist, je länger die Betriebskanäle sind und je rascher sie durchströmt werden, verursacht eine nicht unerhebliche Erhöhung des Druckes in der Wehrkammer. Es ist daher ratsam, die Geschwindigkeit der Bewegung der Klappe nicht unnütz zu vergrößern, namentlich wenn, wie bei dem Oppelner Wehre, die Betriebskanäle sehr lang sind. Deshalb sind auch die Kanäle fortgelassen, die bei anderen Trommelwehren zu dem Zwecke angelegt sind, eine Verdichtung bez. Verdünnung der Luft in dem Raume zwischen der Hauptklappe und dem überfallenden Wasserstrahle zu verhindern und dadurch die Bewegung der Klappe zu beschleunigen. Zur unschädlichen Ablagerung und Abführung von Schlamm ist in der Wehrkammer eine Schlammrinne angebracht, die, sobald das Wehr geschlossen ist, durch den Anschlag der Gegenklappe an die

granitne Schlagschwelle in eine abgeschlossene Röhre verwandelt und fortwährend von Wasser durchströmt wird, das durch eine kleine Öffnung an der rechten unteren Ecke der Gegenklappe in die Rinne eintritt und am linken Ende der Rinne durch eine am Wehrpfeiler aufsteigende und in das Unterwasser ausmündende Röhre abgeführt wird. Der Wasserausfluß aus dieser Röhre wird nur unterbrochen, während des Aufrichtens der Klappe, da nur während dieser Zeit in der Schlammrinne Unterwasserdruck herrscht.

Zur Spülung der Vorderkammer ist am unteren Rande der Gegenklappe eine Brause angebracht, die durch zwei zwischen je zwei Klappenarmen liegende Spülkanäle mit zahlreichen kleinen Öffnungen in der Vorderfläche der Hauptklappe in Verbindung steht und daher in Tätigkeit tritt, sobald der Wasserdruck in der Vorderkammer kleiner ist als der Druck des Oberwassers, d. i. sobald das Wehr geöffnet wird. Der Zweck dieser Spülvorrichtung wäre aber, wie in der hier benutzten Mitteilung hervorgehoben wird, einfacher erreicht worden, wenn zwischen der Gegenklappe und der zylindrischen Wand der Wehrkammer ein Spielraum von 1 bis 2 mm hergestellt wäre, durch den beim Öffnen des Wehres ein Wasserstrahl in die Vorderkammer dringen würde. Durch einen solchen Spielraum würde der auf die Bewegung der Klappe wirkende Druck nur ganz unerheblich geschwächt die Klappe aber leichter beweglich werden.

Die Wehrkammer hat einen 3 cm starken Zementputz erhalten. Die Fugendichtung zwischen der Gegenklappe einerseits und der Wand und der Decke der Wehrkammer sowie den gußeisernen Achslagern andererseits ist durch Sohlleder bewirkt, während für den Anschlag des Flügels an die Granitschwellen der Hinterkammer eine Holzleiste angebracht ist. Zum Zwecke des Einsteigens in die Wehrkammer bei erforderlichen Besichtigungen und Aussperrungen wird, nach Absperrung der Wehröffnung durch Dammbalken und der Zuleitungskanäle durch Schütze, eine Tafel der Wehrkammerdecke abgehoben, die Kammer ausgepumpt und der Mannlochdeckel in der Gegenklappe abgenommen.

Das Aufrichten der Wehrklappe dauert vier bis fünf Minuten, das Niederlegen zwei bis drei Minuten.

Während die französischen Ausführungen, Klappen von nur etwa 1 m Länge aufweisen — die Wehrkammer ist dieser Länge entsprechend durch lotrechte eiserne Zwischenwände geteilt, in denen die Öffnungen o und u der Kanäle ausgespart sind — weisen die bisherigen deutschen Trommelwehre folgende Hauptabmessungen auf:

Ort	Länge der Klappe m	Höhe der Hauptkl. m	Höhe der Gegenkl. m	Mehrhöhe der Gegenkl. in v. H.	Literatur
Wehr in der Küddow . .	5,20	1,92	2,15	12	E. Mohr, Wehranlage in der Küddow. Berlin 1882.
Wehr bei Oppeln	9,00	1,82	2,12	16	Zeitschr. f. Bauw. 1888.
Wehr bei Charlottenburg	10,00	2,96	3,25	9,8	Zeitschr. f. Bauw. 1886.
Wehr bei Würzburg . .	10,90	1,98	2,15	8,6	Von der Staatsbauverwaltung in Bayern ausgeführte Straßen-, Brücken- und Wasserbauten. München 1906.
Wehre des kanalisierten Mains	12,00	2,00	2,09	4,5	Zeitschr. f. Bauw. 1888.
			Mittel	10,2	

Berechnung der Trommelwehre: (In [27] findet sich ein durchgerechnetes Beispiel!)

I. Statische Untersuchungen.

Die Belastungen der Hauptklappe I und der Gegenklappe II sind in Fig. 571a zeichnerisch ermittelt. Mit den eingeschriebenen Bezeichnungen ist das größte Biegungsmoment für die Klappe I

$$M_{max} = W_0 \cdot p_0$$

und das für die Klappe II

$$M_{max} = W_u \cdot \frac{l_u}{8}.$$

Die Größe und Richtung der auf die Drehachse wirkenden Belastung R ist dem Kräfteplane der Fig. 571b zu entnehmen.

II Untersuchung der Beweglichkeit des Trommelwehres.

Die Beweglichkeit des Trommelwehres wird beeinflußt:

1. durch den Druckhöhenverlust,
2. durch den Wasserdruck,
3. durch den Stoß des strömenden Wassers,
4. durch das Gewichtsverhältnis der Haupt- und Gegenklappe,
5. durch die Zapfenreibung.

Die Berechnung ist für das Aufrichten und Umlegen der Klappe durchzuführen.

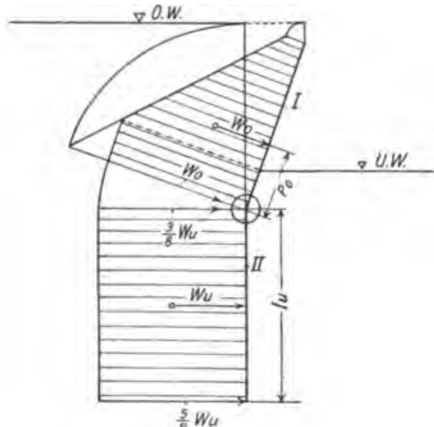


Fig. 571 a.

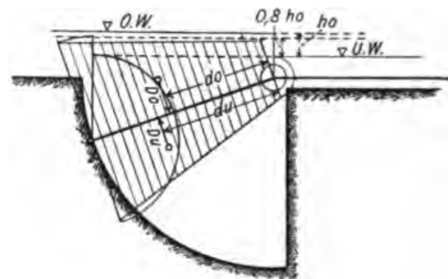


Fig. 572a.

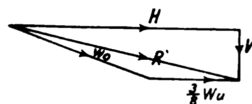


Fig. 571b.

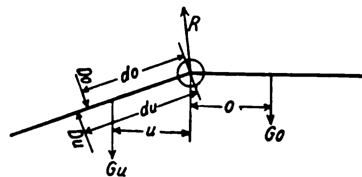


Fig. 572b.

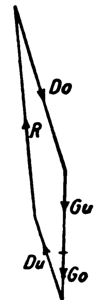


Fig. 572c.

A. Aufrichten der Klappe.

Es ist der kleinstmögliche Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser zugrunde zu legen, Fig. 572a. Um die Klappe aufzurichten, wird das Oberwasser mit der Vorderkammer, das Unterwasser mit der Hinterkammer in Verbindung gesetzt.

1. Druckhöhenverlust.

Durch die Spielräume zwischen der Wehrklappe und den Wänden der Vorderkammer sowie zwischen der Blechbekleidung der Klappe und ihren Lagern entsteht

ein Wasserverlust, der einen Teil der vorhandenen hydrostatischen Druckhöhe aufzehrt und den man im großen Durchschnitt mit etwa 20 v. H. bemessen kann: bei einer Stauhöhe h_0 rechne man daher mit einer nutzbaren Druckhöhe $= 0{,}8\ h_0$ (Fig. 572a).

2. Wasserdruck.

In Fig. 572a sind die in Frage kommenden Belastungen zeichnerisch ermittelt, die Drücke auf die Hauptklappe heben einander auf, da letztere wagerecht liegt.

Die beiden Drücke auf die Gegenklappe erzeugen in bezug auf die Drehachse die Wasserdruckmomente:

$$M_0 = - D_0 \cdot d_0,$$
$$M_u = + D_u \cdot d_u.$$

3. Stoß des strömenden Wassers.

Da die Hauptklappe wagerecht liegt, so ist der Wasserstoß unwirksam, daher $= 0$ zu setzen.

4. Gewichtsverhältnis der Haupt- und Gegenklappe.

Bezeichnen, Fig. 572b, G_0 und G_u die Klappengewichte abzüglich des Auftriebes, dann ergeben sich die auf die Drehachse bezogenen Gewichtsmomente

$$M_{go} = + G_0 \cdot o,$$
$$M_{gu} = - G_u \cdot u.$$

5. Zapfenreibung.

Die Richtung und Größe der in Fig. 572b eingetragenen Schlußkraft R ergibt sich aus dem Kräfteplan der Fig. 572c.

Bezeichnet nun

r den Halbmesser des Zapfens im Lager und

μ die Reibungszahl,

dann ist das Moment der Zapfenreibung

$$M_z = + R r \mu.$$

Damit nun die Klappe sich aufrichte, muß das resultierende Drehmoment negativ sein, d. h. es muß die Bedingung erfüllt werden:

$$M_0 + M_{gu} > M_u + M_{go} + M_z.$$

B. Umlegen der Klappe.

Das Oberwasser wird mit der Hinterkammer, das Unterwasser mit der Vorderkammer in Verbindung gesetzt. Zugrunde zu legen ist der ungünstigste Fall, wenn bei Hochwasser die Stauhöhe einen Kleinstwert erreicht hat.

1. Druckhöhenverlust.

Wie bei A, $1 = 0{,}8 \cdot h$, wenn h die Stauhöhe bezeichnet.

2. Wasserdruck.

In Fig. 573a sind die in Frage kommenden Belastungen zeichnerisch ermittelt. Mit den dortigen Bezeichnungen ergeben sich folgende auf die Drehachse bezogenen Momente des Wasserdruckes:

$$M_{0I} = + D_{0I} \cdot d_{0I}$$
$$M_{uI} = - D_{uI} \cdot d_{uI}$$
$$M_0 = + D_0 \cdot d_0$$
$$M_u = - D_u \cdot d_u.$$

3. Stoß des strömenden Wassers.

Ist F die Vertikalprojektion der gedrückten Fläche der Hauptklappe,
v die Geschwindigkeit des ankommenden Wassers,
dann ist der Wasserstoß

$$P = k \cdot \gamma F \frac{v^2}{2g}, \text{ wo } k = 1{,}50,$$

und das durch ihn bewirkte Drehmoment

$$M_s = + P \cdot p \text{ (Fig. 573 b).}$$

4. Gewichtsverhältnis der Haupt- und Gegenklappe.

Die Mittelkraft des Gewichtes der Gegenklappe geht durch den Drehpunkt und scheidet daher für das Drehmoment aus. Für die Hauptklappe ergibt sich als Drehmoment

$$M_g = + G_0 \cdot e,$$

wo G_0 abzüglich des Auftriebes einzusetzen ist.

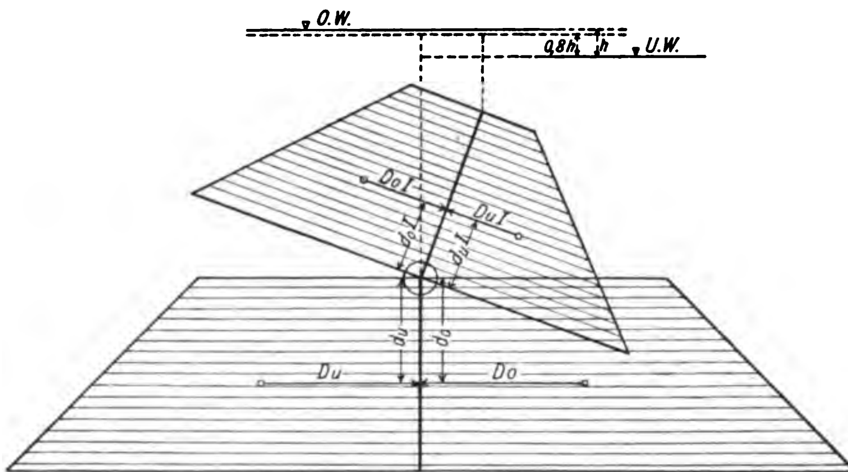


Fig. 573a.

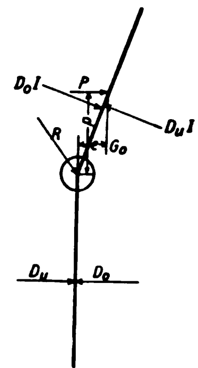


Fig. 573b.

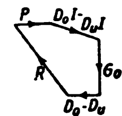


Fig. 573c.

5. Zapfenreibung.

Die Richtung und Größe der in Fig. 573b eingetragenen Schlußkraft R ergibt sich aus dem Kräfteplane der Fig. 573c.

Mit den Bezeichnungen bei A, 5 ist

$$M_z = - R r \mu.$$

Damit die Klappe sich umlege, muß das resultierende Drehmoment positiv sein, d. h. es muß die Bedingung erfüllt werden:

$$M_{oI} + M_0 + M_s + M_g > M_{uI} + M_u + M_z.$$

Sektorwehre.

Endlich kann man die Haupt- und Gegenklappe oben starr miteinander verbinden. Für das Wasserkraftwerk bei Lockport am Chicago-Drainagekanal werden zwei Freigerinne von 14,65 und 3,65 m Breite durch drehbare Sektorwehre, Figuren 574 bis 576, abgeschlossen [28]. Die wagerechte Drehachse des Wehrkörpers fällt mit der Zylinderachse zusammen und ist auf dem talwärtigen Rücken des festen

Grundwehres quer zur Achse des Freigerinnes gelagert. Der bewegliche Wehrkörper ist aus Eisenplatten wasserdicht zusammengenietet und im Inneren durch Rippenwinkel und Streben versteift. Die obere ebene Decke ist zum Schutze gegen Eisschollen nach außen mit Winkelrippen belegt. Der bewegliche Zylindersektor kann ganz in die Wehrkammer hinuntergedreht werden, so daß der Überfall dann eine breite ebene Krone hat, die von der oberen ebenen Fläche des Sektors gebildet wird. Soll das Freigerinne mehr geschlossen werden, so wird durch eine Umleitung vom Einlaufbecken her in die Wehrkammer Oberwasser eingelassen, unter dessen beliebig zu regelnden Drucke der Sektor nach oben gedreht wird. Die veränderliche Überfallhöhe beträgt 5,5 m. Der Sektor kann in seiner höchsten Lage durch eine Spindel mit mehreren Nasen festgestellt werden, so daß die Kammer entleert und nachgesehen werden kann. Zwischen den beiden Überfällen ist auf einem festen Damm die Triebwerkbude errichtet, von der aus die Ventile oder Schieber für die Leitungen zum Füllen und Leeren der Druckkammer bedient werden.

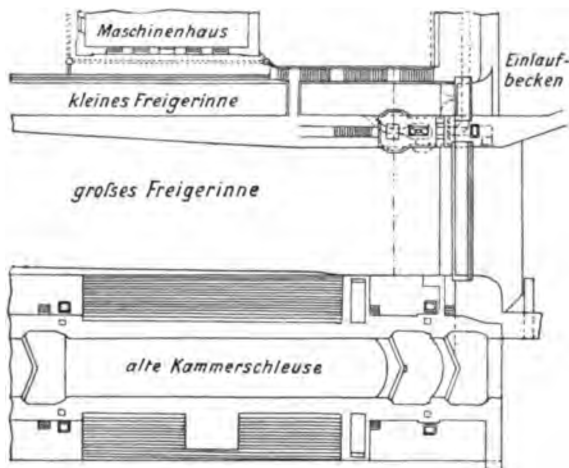


Fig. 574.



Fig. 575.



Fig. 576.

Die Form des beweglichen Wehrkörpers hat den für ähnliche Zwecke benutzten Klappenwehren gegenüber den Vorteil, daß der Druck des Oberwassers auf die Zylinderfläche teilweise nach unten wirkt und deshalb das Wehr nicht überzukippen sucht. Außerdem besteht gegenüber anderen, ebenfalls durch Wasserdruck bewegten Wehren der Vorteil, daß nur eine Gelenkachse vorhanden ist, die nicht unter erheblichem Wasserdrucke steht, und daß die hauptsächlich dicht zu haltende Kante am festen Wehre und nicht zwischen zwei beweglichen Kanten liegt.

Das Drehgelenk ruht auf einer schweren gußeisernen Platte, die auf dem Grundwehre mit einer doppelten Reihe von Ankerbolzen befestigt ist: Fig. 576. Auf der Gußplatte ruht das aus einzelnen Stahlgußböcken bestehende Gelenklager. Der zwischen den Böcken befindliche 1,5 mm breite Spalt ist mit einer Korkpackung ausgefüllt. An den Böcken sitzt ein stählerner Gelenkzapfen von 100 mm Durchmesser, auf den sich die mit Weißmetall ausgegossene Lagerschale des Wehrkörpers stützt. Um Eisbildung an dieser Stelle zu verhindern, sind zwei stark verzinkte Eisenrohre am Lager entlang

geführt, die mit Dampf gespeist werden. Das Gelenklager bildet einen wasserdichten Abschluß zwischen dem festen und dem beweglichen Wehrkörper. An den beiden seitlichen Enden des letzteren sind ebenfalls wasserdichte Abschlüsse so hergestellt, daß die neben der gekrümmten Kante des Sektors befindliche Betonwand mit Eisenblech ausgekleidet ist, so daß ein Spielraum von reichlich 6 mm bei 15° C freibleibt. Dieser Spalt wird durch 38 mm breite, der Länge nach kreisförmig gekrümmte Winkeleisen überdeckt, die nach dem Wehrkörper zu verschiebbar über der gekrümmten Kante befestigt sind. Infolgedessen legen sie sich unter dem Druck des gestauten Wassers gegen den Wehrkörper fest an und schaffen einen genügend dichten Abschluß. Ähnlich ist der Spalt an der Kante des oberen Rückens des Grundwehres abgedichtet, indem dieser Rücken mit einer Deckplatte belegt ist, die ebenso wie die Grundplatte des Gelenklagers, doppelt verankert ist. Auf dieser Deckplatte sind dicht aneinander gereihte Winkeleisen so befestigt, daß sie sich gegen das bewegliche Wehr hin verschieben können und sich unter dem Wasserdrucke fest gegen die ganz schwach gekrümmte Zylinderfläche anlegen.

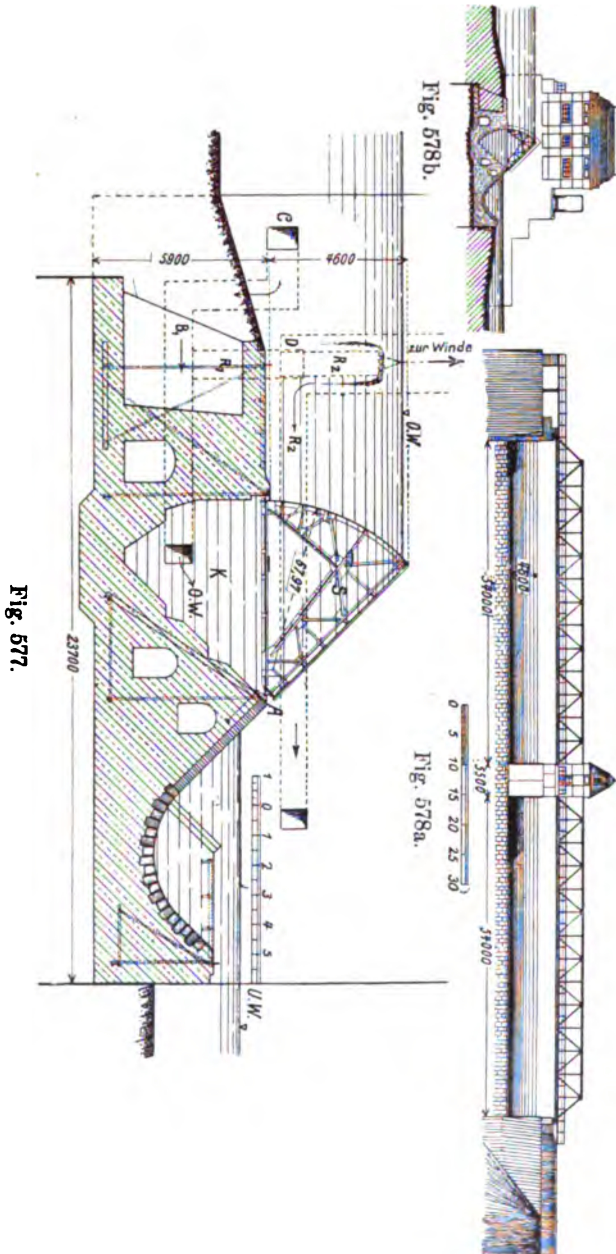


Fig. 577. Fig. 578a. Fig. 578b.

Über die Ausrüstung der Triebwerkbude zur Bedienung der beweglichen Wehre ist zu bemerken, daß die Schieber für die Leitungen zum Füllen und Leeren der Druckkammern mit einem Handrade betätigt werden können. Außerdem sind Anzeiger für den Grad der Füllung und für den Stand der oberen Wasserhaltung vorgesehen, und endlich sind Sicherheitsvorrichtungen vorhanden, durch die eine unzulässige Füllung der

Kammern verhindert und der bewegliche Staukörper in seiner höchsten Lage festgehalten wird.

Vor den Wehren befindet sich eine Bedienungsbrücke, die auch als obere Stütze für ein etwa erforderliches Nadelwehr benutzt werden soll und deshalb besonders steif gegen seitliche Drücke ausgebildet ist.

Ein Wehr gleichen Systems ist in der Weser bei Bremen ausgeführt worden. Der Rücken des festen Unterbaues liegt 1,70 m über der Flußsohle. Das Wehr besitzt zwei Durchflußöffnungen von je 54 m Lichtweite, die durch einen 5 m breiten Pfeiler voneinander getrennt sind. In jeder dieser Öffnungen befindet sich ein 4,50 m hohes Sektorwehr S, Figuren 577 und 578a und b, das durch den Überdruck des Oberwassers bewegt wird.

Der Sektor stützt sich mittels einer durchgehenden Welle und um diese drehbar auf den festen Wehrrücken und kann in die Wehrkammer K vollständig versenkt werden.

Die oberen Flächen des beweglichen Wehrkörpers, von denen die eine gekrümmt, die andere eben ist, sind durch Eisenplatten geschlossen, während der Körper nach unten offen ist. Durch einen Kanal B_1, im Mittelpfeiler des Wehres, der durch die Öffnung C mit dem Oberwasser in Verbindung steht, kann das Oberwasser in die Kammer K geleitet werden und sucht in dieser und in dem Hohlraum des Wehrkörpers bis zur Höhe des Oberwasserspiegels zu steigen. Der dabei auf die ebene Fläche ausgeübte Druck des Wassers genügt, um das Wehr zu heben. Zwischen Oberwasser und Wehrkammer erhält der Kanal B_1 eine Abzweigung, die nach einem Rohre R_1 führt, in das sich ein zweites Rohr R_2 teleskopartig einschieben läßt. Das Wasser steigt nun aus dem Kanal B_1 in den Rohren R_1 und R_2 empor. Ist der Wasserspiegel im Wehrkörper höher als der obere Rand des Rohres R_2, so fließt das Wasser über diesen durch ein Rohr nach dem Unterwasser ab. Mit einer Veränderung in der Höhenlage des oberen Rohrrandes muß sich auch der Wasserstand unter dem Wehrkörper ändern. Beim Senken des Rohres R_2 sinkt auch der Wasserspiegel unter dem Wehre, und der Druck, den das Wasser auf die ebene Fläche des Wehrkörpers von unten ausübt, wird kleiner. Beim Heben des Rohres R_2 steigt das Wasser in der Wehrkammer, und der Wasserdruck auf die ebene Fläche wächst. Wird der Druck soviel vergrößert, daß er das Gewicht des Wehrkörpers überwiegt, so wird dieser in die Höhe gedrückt. Wird umgekehrt der Druck soviel verkleinert, daß das Gewicht des Wehrkörpers größer ist, so sinkt dieser. Ist der aufwärts gerichtete Wasserdruck auf die ebene Fläche gleich dem Gewichte des Wehrkörpers, so befindet sich dieser im Gleichgewicht und verbleibt in seiner Lage. Man hat es also durch einfaches Heben und Senken des Rohres R_2 in der Hand, das Wehr zu heben oder zu senken, d. h. beliebig einzustellen oder es in seiner Lage zu halten. Das Heben und Senken des »Rohrschützes«, wie das Rohr R_2 bezeichnet wird, kann zwar in einfacher Weise durch eine Handwinde bewirkt werden, erfolgt aber für gewöhnlich selbsttätig und zwar so, daß das Wehr sich senkt, sobald das Oberwasser eine gewisse Höhe übersteigen will. Bei steigendem Wasser wird durch einen Schwimmer ein Elektromotor in Bewegung gesetzt, der das Rohrschütz R_2 so lange senkt, bis das Oberwasser wieder auf den gewollten Stand gefallen ist. Dann schaltet der Schwimmer den Elektromotor aus, und das Wehr bleibt in der gesenkten Lage stehen. Umgekehrt veranlaßt ein Sinken des Stauspiegels den Schwimmer, den Motor so in Bewegung zu setzen, daß das Rohrschütz und zugleich das Wehr sich heben, bis der Sollstau wieder erreicht ist. Die Regelungsvorrichtung läßt sich für jeden Wasserstand einstellen. Um den Gleich-

gewichtszustand des Wehrkörpers stabil zu machen, ist die Regelung noch so eingerichtet, daß sie von der Eigenbewegung des Wehres abhängt.

Diese selbsttätige Regelung sowie die Vorkehrungen, die es ermöglichen, das Wehr mit Gewalt herunterzuziehen, wenn es sich etwa irgendwo festklemmen und dadurch die Gefahr eines schädlichen Aufstauens des Oberwassers herbeiführen sollte, sind also nicht von der vorbeschriebenen amerikanischen Anlage übernommen, sondern von den bremischen Ingenieuren erdacht worden.

Um Eisbildung in der Wehrkammer zu verhindern, soll bei Frost Grundwasser, das eine Temperatur von 8 bis 10 Grad Celsius hat, in die Kammer gepumpt werden. Außerdem können mit einer Dampfheizung die Seitenwände des Wehres erwärmt werden, so daß ein Festfrieren des beweglichen Wehrkörpers an diesen verhindert wird.

Die Dichtung an den Seitenwänden geschieht durch Holzbalken, die mittels starker Federn an die Wände gedrückt werden. An der Brustmauer ist eine Rundstabdichtung vorhanden. Sollte trotz dieser Dichtung Sand in die Wehrkammer gelangen, so kann dieser durch kräftige Spülung beseitigt werden. Ungünstigstenfalls kann der Wehrkörper in seiner höchsten Lage durch vom Pfeiler aus zu bewegende Riegel festgestellt und das Wasser herausgepumpt werden. Durch Türen in den Seitenwänden ist dann die Wehrkammer zugänglich.

Segmentwehre.

Der Schützkörper besteht aus dem Ausschnitte eines hohlen Kreiszylinders, der, um die wagerechte Zylinderachse sich drehend, zum Öffnen oder Schließen gehoben oder gesenkt wird. Über die erste zweckmäßige Anwendung dieser Schützform hat der Verfasser berichtet [29]. Da sie die weitere Ausbildung der Segmentwehre angeregt hat, so sei zunächst nach der genannten Quelle die Mitteilung des Verfassers wiedergegeben.

Unweit seiner Mündung in das Mittelmeer kreuzt der Fluß Lez den Schiffahrtskanal von der Rhone nach Cette unter fast rechtem Winkel. Die beiden an der Kreuzungsstelle auf 6,60 m Breite sich verengenden Kanalarme wurden früher durch Dammbalken während der Anschwellungen des Lez abgeschlossen, da letztere, sei es als Flutstrom von der See her, sei es als Oberwasser reichlich Sand mit sich bringen, dessen Eintritt in den Kanal behufs Erhaltung der Fahrtiefe verhindert werden mußte. Nun war die Handhabung der Dammbalken, sowohl für das Einsetzen als auch für das Herausnehmen, sehr schwerfällig und zeitraubend — 3 bis 4 Stunden für jeden Arm — und erforderte eine ziemlich große Zahl von Arbeitern, welche nicht immer rechtzeitig aufzubringen war. Man mußte daher, um die Schiffahrt auf dem Kanal nicht zu häufig Störungen zu unterwerfen, auf den rechtzeitigen Abschluß verzichten, und zwar um so mehr, als die sturmflutartigen Anschwellungen von der See her sehr oft eintreten. Das hatte also zur Folge eine stets wiederkehrende erhebliche Versandung des Kanals, deren Bedeutung dadurch klar wird, daß durchschnittlich jährlich etwa 12000 cbm Boden mit 12000 Mark Kosten durch Baggerung zu entfernen waren, die überdies eine mehr oder minder lange nachteilige Schiffahrtssperre bedingte.

Zur Behebung dieser Übelstände wurden die in Rede stehenden Tore erbaut unter Aufstellung der folgenden Bedingungen:

1. Der Abschluß der Kanaleingänge muß bewirkt werden können bei jedem Wasserstande durch einen einzigen Mann und in äußerst kurzer Zeit.

2. Die Wiederfreigabe muß, selbst bei einem Wasserüberdrucke von 0,75 m, durch höchstens zwei Arbeiter und in einigen Minuten erfolgen können.

3. Der abzuschließende Querschnitt soll 7,65 m Breite und 3,60 m Höhe haben. Der von dem Hochwasser herrührende größte Wasserdruck ist mit 1 m in Rechnung zu stellen.

4. Für gewöhnlich soll eine 6,60 m breite gänzlich freie Durchfahrt vorhanden sein bei einer Wassertiefe von 2,40 m und einer Lichthöhe über dem mittleren Wasserspiegel von 3,85 m.

5. Endlich war wegen der Unterhaltung und Beaufsichtigung der Abschlußvorrichtung gefordert: fast alle Metall- und Holzteile, besonders die ganze Bewegungsvorrichtung, sollen für gewöhnlich über Wasser liegen. Die eintauchenden Teile müssen nach Belieben und leicht über Wasser zu bringen sein.

Hiernach wurde in jeden Kanalarm die in Fig. 579 dargestellte zylindrische Klappe eingebaut, deren Halbmesser 3,80 m beträgt und welche in der Hauptsache aus einem 8 mm starken Blech von 7,65 m Breite und 4,20 m Länge besteht. Dieses Blech ist aufgenietet auf 4 wagerechten, 1,05 m voneinander entfernten I-Eisen. Das Ganze ist nach innen ausgesteift. Das Blech ist an beiden Enden durch L-Eisen verstärkt, von welchen das untere noch dazu dient, die Anschlagfläche gegen die feste Sohlenschwelle zu vergrößern. An jedem Ende ist der Blechmantel unterstützt durch eiserne I-Arme, welche, beiderseits in Nischen der Widerlager liegend, mit Drehachsen durch eine gußeiserne Nabe verbunden sind. Die beiden schmiedeeisernen, 250 mm starken Drehachsen liegen ebenfalls auf jeder Seite des Durchlasses in den Mauernischen und ruhen eine jede auf zwei in 2,50 m gegenseitigem Abstande angeordneten Lagern, von welchen das vordere bündig mit dem Mauerwerke liegt. Um den Schwerpunkt des beweglichen Teils auf die Drehachse zu übertragen und dadurch seine Bewegung zu erleichtern, ist beiderseits in den Nischen, den Klappen gerade gegenüber, ein gußeiserner Kranz mit der Nabe durch zwei I-Arme verbunden.

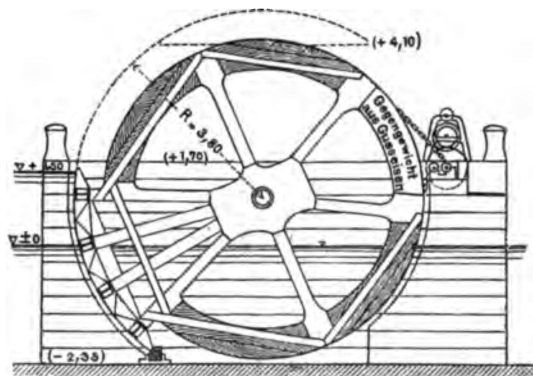


Fig. 579.

Diese Anordnung würde das Gleichgewicht des Werkes nur dann herstellen, wenn letzteres nur von Wasser oder von Luft umgeben wäre. In Wirklichkeit ist jedoch stets ein Teil eingetaucht, während der andere sich über Wasser befindet. In dem Augenblick z. B., wo das untere Ende der Klappe beginnt einzutauchen und wo die Gegengewichte aus dem Wasser heraustreten, stellt sich in einem der Bewegung entgegengesetzten Sinne ein Druck von der einen und eine Verminderung des Druckes von der anderen Seite ein, deren Momente sich vereinigen und der Drehung einen erheblichen Widerstand darbieten. Nun wird aber das in irgend einem Zeitpunkte hinzutretende und von dem Auftriebe herrührende Widerstandsmoment offenbar vernichtet, wenn symmetrisch in bezug auf die Lotrechte durch die Drehachse ein gleicher Auftrieb hervorgebracht wird. Die Schlußkraft geht dann durch die Achse und hat

keine andere Wirkung, als den Druck auf die Achse und damit die Reibung zu vermindern.

Diese Überlegung führte dazu, das durch jedes Gegengewicht gebildete Bogenstück durch einen bis zu den äußeren Armen der Blechklappe reichenden hölzernen

Fig. 580a. Querschnitt des Segmentverschlußkörpers.

Fig. 580b. Ansicht des Segmentverschlußkörpers.

Kranz zu vervollständigen. Der Holzkranz ist so berechnet, daß das Moment seines Volumens auf die Winkeleinheit gleich ist dem Moment des entsprechenden mittleren Volumens der Klappe, in letzterem die Arme und Zubehör mit einbegriffen. Dieses trifft freilich genau nur zu für den Fall, daß die Wasserspiegellinie durch die Achse

geht, aber für jede andere hier in Frage kommende Lage des Wasserspiegels noch mit hinreichender Annäherung. Da der Kranz nur vorhanden ist, um Volumen und nicht Gewicht oder Widerstand zu schaffen, so war die Verwendung von Holz naturgemäß geboten. Um das Schließen (Herunterdrehen) etwas leichter zu machen als das Öffnen (Heraufdrehen), hat man das theoretische Gleichgewicht dadurch aufgehoben, daß man

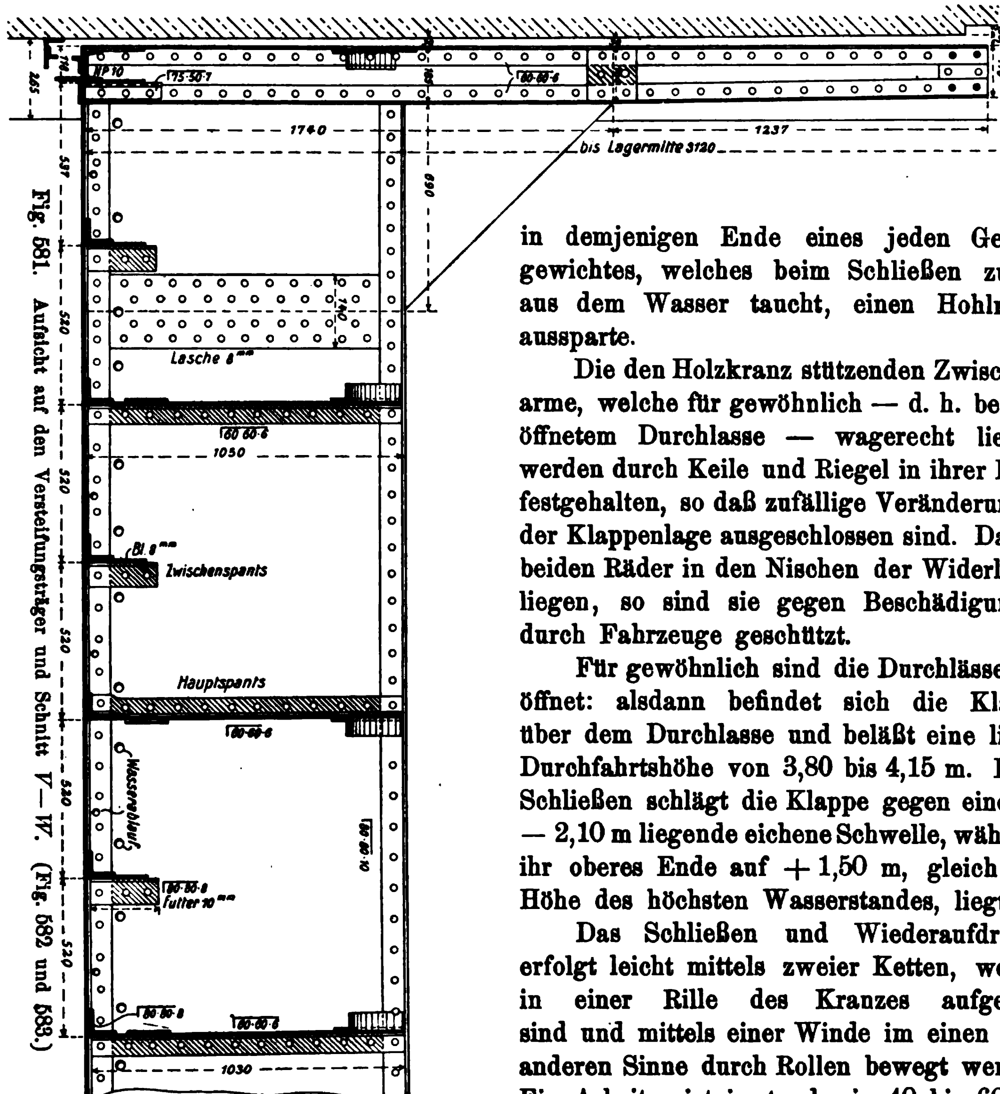


Fig. 581. Aufsicht auf den Versteifungsträger und Schnitt V—IV. (Fig. 582 und 583.)

in demjenigen Ende eines jeden Gegengewichtes, welches beim Schließen zuerst aus dem Wasser taucht, einen Hohlraum aussparte.

Die den Holzkranz stützenden Zwischenarme, welche für gewöhnlich — d. h. bei geöffnetem Durchlasse — wagerecht liegen, werden durch Keile und Riegel in ihrer Lage festgehalten, so daß zufällige Veränderungen der Klappenlage ausgeschlossen sind. Da die beiden Räder in den Nischen der Widerlager liegen, so sind sie gegen Beschädigungen durch Fahrzeuge geschützt.

Für gewöhnlich sind die Durchlässe geöffnet: alsdann befindet sich die Klappe über dem Durchlasse und beläßt eine lichte Durchfahrtshöhe von 3,80 bis 4,15 m. Beim Schließen schlägt die Klappe gegen eine auf — 2,10 m liegende eichene Schwelle, während ihr oberes Ende auf + 1,50 m, gleich der Höhe des höchsten Wasserstandes, liegt.

Das Schließen und Wiederaufdrehen erfolgt leicht mittels zweier Ketten, welche in einer Rille des Kranzes aufgerollt sind und mittels einer Winde im einen oder anderen Sinne durch Rollen bewegt werden. Ein Arbeiter ist imstande, in 40 bis 60 Sekunden die Klappe herunterzudrehen, also den Durchlaß zu schließen. Um zu öffnen, rückt man beide Winden ein, und zwar bewirken zwei Arbeiter, einer an jeder Seite, das Öffnen in 4 bis 5 Minuten, selbst bei einem Überdruck von 0,75 m.

Die seit Ende 1888 in Betrieb genommene Vorrichtung soll den Berichten zufolge nach allen Richtungen hin befriedigend arbeiten. Die Kosten für jede Klappe ausschließlich Mauerarbeiten haben rund 11000 Mark betragen. Der Entwurf rührt von dem ingénieur ordinaire Guibal her.

Von den in der neuesten Zeit in Deutschland ausgeführten Segmentwehren ist in Fig. 580 bis 583 das der Stimmingsarche bei Brandenburg dargestellt. Die Bedienungsbrücke liegt über dem Oberwasser und trägt die Winde, durch die das Schütz mittels zweier über die Rollen *R* geführten und bei *A* angreifenden Ketten gehoben und gesenkt wird. Die sonstige bauliche Ausbildung geht zwar aus den Figuren hervor, bedarf aber einer besonderen Erläuterung.

Nach einer Mitteilung Ostmanns im Zentralblatte der Bauverwaltung 1913, Nr. 64, war ursprünglich ein 20 m langes Segmentschütz vorgesehen, bei dem nach Fig. 584 der Wasserdruck auf die Blechhaut durch zwei Fachwerkträger auf die beiden seitlichen Auflager übertragen werden sollte. Die beiden Träger sollten in Abständen von je 2 m gegeneinander abgesteift werden. Da aber hiermit eine zu große Bauhöhe der Brücke verbunden gewesen wäre, so wurden zwei Wehröffnungen von je 10 m Weite angeordnet und an Stelle der beiden Fachwerkträger ein vollwandiger Träger in der Richtung des größten Wasserdruckes angebracht, der mittels steifer Arme den Wasserdruck auf das Mauerwerk übertragen sollte. Die Gerippe der Schütze sollten also halbe Rahmen bilden. Hierbei mußte eine Durchbiegung der Schützunterkante durch den unterhalb des Hauptträgers wirkenden Wasserdruck und ein Abheben der Blechhaut von der Wehrschwelle nach Möglichkeit verhindert werden. Trotzdem die Eisenteile für einen größten Wasserdruck von 1,92 *t* für 1 m Schützlänge berechnet waren, erwiesen sich die Schütze schon bei einem Wasserdruck von 1,36 *t* für 1 m Schütz als undicht und bogen sich oben stark nach dem Oberwasser zu aus, während die oberen Flanschen des Hauptträgers nach oben ausbogen, Figuren 585 und 586. Diese starken Verdrückungen sind vorwiegend darauf zurückzuführen, daß die tragenden Spanten des Schützes nach einem Kreise gebogen sind, und daß der Hauptträger fast immer exzentrisch belastet, also mitsamt dem Schütz auf Drehung beansprucht wird. Der letztere Übelstand ist bei der Anordnung nur eines Trägers überhaupt nicht, der erstere nur dadurch annähernd zu beseitigen, daß der Träger möglichst tief gelegt wird: dann aber muß der obere Schützrand kräftig

Fig. 582.
Ansicht eines Zwischenspants.

Fig. 583.
Ansicht eines Hauptspants.

unterstützt werden. Das führt aber zu der Anordnung nach Fig. 584, die von Ostmann mit Recht als die allein zweckmäßige für Segmentschütze dieser Art bezeichnet wird.

Die erwähnten Verbiegungen veranlaßten die in Figuren 580 bis 583 dargestellte Ausbildung der Schütze, die zwar die Ausbiegungen nicht ganz verhindert aber doch wesentlich vermindert haben. Die aus Figuren 582 und 583 ersichtliche Sohlendichtung mit zwei geteerten Hanftauen hat sich nicht bewährt. Die Taue wurden bei geöffneten Schützen durch treibende Gegenstände stellenweise losgerissen und verhinderten dann später das gänzliche Schließen der Schütze überhaupt. Die Taue wurden daher ganz beseitigt. Die nunmehr durch die Eichenleiste allein bewirkte Dichtung leistet das Gleiche wie die frühere, wenn auch sie zu wünschen übrig läßt. Man hätte die Mitwirkung des Wasserdruckes bei der Dichtung dadurch herbeiführen können, daß man den Mittelpunkt des Krümmungskreises der Blechhaut unter die Drehachse gelegt hätte. Man hat aber diesem Vorteile, der übrigens mit Rücksicht auf die Möglichkeit der Aufhängung nur sehr gering hätte werden dürfen, eine zentrische Lage vorgezogen, die eine einwandfreie Aufhängung und Beanspruchung der Zapfen und Lager gewährleistet. Die Seitendichtung in den Nischen, Fig. 581, wird dadurch bewirkt, daß ein — nicht gezeichnetes — 2 mm starkes federndes Messingblech durch den Wasserdruck gegen einen in der Nische befestigten Winkel angepreßt wird.

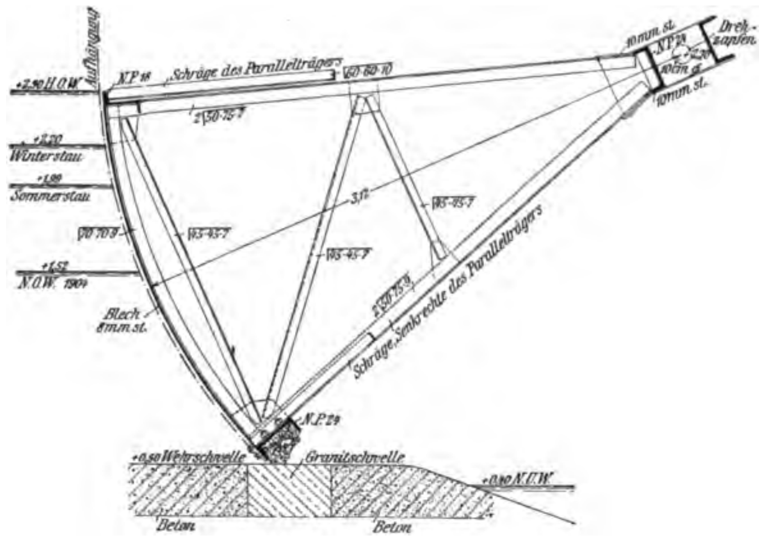
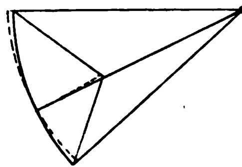
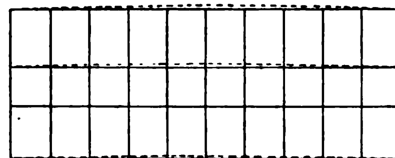


Fig. 584.


Fig. 585.


Fig. 586.

Berechnung der Segmentwehre, Figuren 587 bis 589. In den Figuren bezeichnen:

- D, bzw. D_1, D_2 und D_3 den wagerechten Wasserdruck auf die Wehrklappe,
- A den auf diese wirkenden lotrechten Auftrieb,
- G_w die lotrechte Seitenkraft der Belastung der Klappe durch das Unterwasser,
- G das Eigengewicht des beweglichen Wehrkörpers nach Abzug des, übrigens geringen, Gewichtsverlustes durch den Auftrieb.

Alle Kräfte sind auf 1 m Wehrlänge bezogen.

In den drei dargestellten Fällen sind die Belastungen der Wehrklappe zeichnerisch eingetragen: die wagerecht schraffierten Flächen stellen den wagerechten Wasserdruck dar, die lotrecht schraffierten Flächen den Auftrieb auf die Klappe, die gekreuzt schraffierten Flächen endlich die lotrechte Belastung der Klappe durch das Unterwasser. Das ist so zu verstehen, daß z. B. in Fig. 589 die Fläche *HJKLM* den Auftrieb *A* und die Fläche *KLM* die Belastung G_w durch das Unterwasser darstellt.

Der verbleibende Auftrieb auf die Klappe hat somit in den Figuren 588 und 589 die Größe $(A - G_w)$.

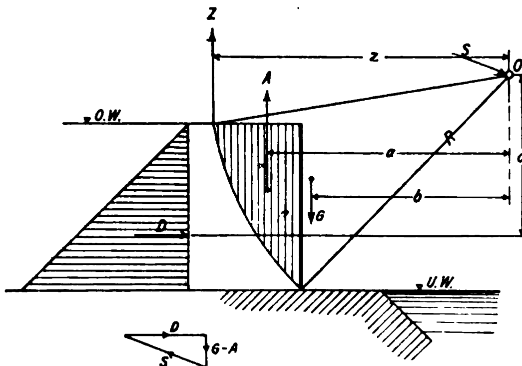


Fig. 587.

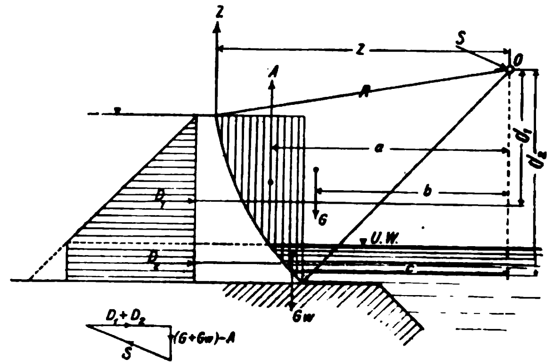


Fig. 588.

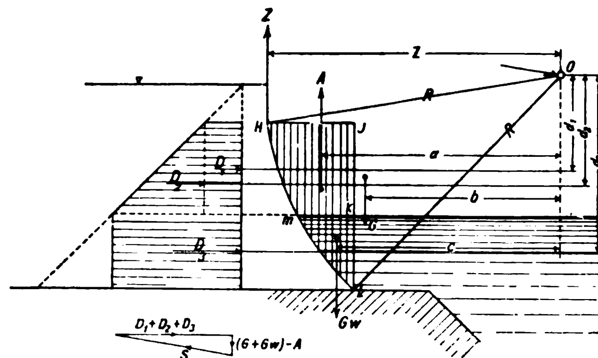


Fig. 589.

Die zur Hebung der Klappe erforderliche Zugkraft *Z* ermittelt sich aus der Momentengleichung aller Kräfte in bezug auf den Drehpunkt *O*. Das verhältnismäßig stets sehr kleine Moment der Zapfenreibung ist

$$M_z = \mu S r,$$

wo μ die Reibungszahl, *r* den Halbmesser des Zapfens im Lager *O* und *S* den Auflagerdruck in *O* bezeichnet.

Für die drei dargestellten Fälle ist *S* mittels der gezeichneten Kräftepläne ermittelt.

Somit dienen zur Bestimmung der Zugkraft *Z* mit den Bezeichnungen der betreffenden Figuren die Gleichungen:

Belastungsfall Fig. 587

$$Zz = Dd + Gb + \mu Sr - Aa.$$

Belastungsfall Fig. 588

$$Zz = D_1 d_1 + D_2 d_2 + Gb + G_w c + \mu Sr - Aa.$$

Belastungsfall Fig. 589

$$Zz = D_1 d_1 + D_2 d_2 + D_3 d_3 + Gb + G_w c + \mu Sr - Aa.$$

Walzenwehre.

Durch das von dem deutschen Ingenieur Max Carstanjen ersonnene Walzenwehr ist es ebenfalls ermöglicht, breite Wehröffnungen bei großen Stauhöhen durch einen einzigen Verschlußkörper ohne feste oder bewegliche Zwischenstützen abzuschließen und dabei diesen so zu formen und zu bewegen, daß er sich trotz seiner Größe und seines Gewichtes unter dem Überdrucke des Oberwassers unbehindert durch Geschiebe und Eis auch im Augenblicke der Gefahr mit voller Sicherheit leicht aus der Öffnung entfernen und ebenso leicht wieder einsetzen läßt.

Eine nach Art eines Dampfkessels aus Eisenblech wasserdicht zusammengenietete Walze dient als Staukörper. Durch Drahtseile oder Gallsche Ketten wird sie auf in seitlichen Mauernischen befindlichen geneigten Ebenen emporgerollt: genau so, wie man Fässer, gußeiserne Röhren, Baumstämme und sonstige walzenförmige schwere Gegenstände auf geneigten Ebenen aufzuziehen oder herabzulassen pflegt. Dabei greifen Zahnkränze, die auf den Enden aufgezogen sind, in Zahnstangen ein, welche neben den geneigten Rollbahnen liegen und eine Schrägstellung der Walze verhindern.

Die Zahnkränze und Zahnstangen sind aus Gußstahl hergestellt. Die Zahnstange am nicht angetriebenen Ende wird stärker als die am angetriebenen, weil hier die Kette die Hälfte des Widerstandes übernimmt. Die Aufzugkette wird durch ein Windewerk angetrieben, das lediglich auf das eine Ende der Walze wirkt, während vermöge des großen Verdrehungswiderstandes der letzteren das andere Ende die Bewegungen ohne weiteres mitmacht.

Um das nichtangetriebene Ende legt sich in einem dem Antriebseile entgegengesetzten Sinne eine Rückhaltkette, die sich auf die Walze aufwickelt, wenn diese aufwärts rollt. Sollte daher einmal aus irgend einem Grunde das nicht angetriebene Walzenende aus den Zahnlücken herausklettern, dann wird es von der Kette in der Schwebe gehalten; und selbst, wenn an beiden Enden der Walze die Verzahnungen außer Eingriff kommen sollten, wird durch Rückhaltkette und Antriebseil ein Abstürzen der Walze vollständig verhindert.

Die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg, welche auch die Patente besitzt, hat übrigens bei verschiedenen Ausführungen den Auftrieb auf die Walze dadurch verringert, daß der eigentliche Staukörper statt der kreisförmigen eine andere Querschnittsform erhalten hat, die mit einer geringeren Verdrängung in das Wasser eintaucht: nur die Enden des Staukörpers, soweit sie in die Nischen der Widerlager hineinragen, sind als Kreiszylinder gestaltet. Eine solche Querschnittform empfiehlt sich besonders bei großer Stauhöhe und geringer Weite: sie stellt eine Auflösung des Verschlußkörpers dar in eine ebene oder gekrümmte Stauwand, ein biegungs- und verdrehungsfestes Tragrohr geringen Durchmessers, gegen das sich die Stauwand stützt, und in die radartigen Scheiben, welche auf die Enden des Tragrohres aufgezogen sind und auf ihrem Umfange die Roll-, Zahn- und Kettenkränze tragen. Beispiele aus-

geführter Wehranlagen sind nach [30] in Figuren 590a bis d und 591a bis d gegeben. Fig. 592a bis c stellen einen Schnitt durch den Staukörper mit Seitendichtung dar.

Ein Walzenwehr weist somit, abgesehen von dem Unterbau und den Pfeilern, drei in ihrer Bauart ganz einfache Bestandteile auf: die Verschlußwalze, die Aufzugs-

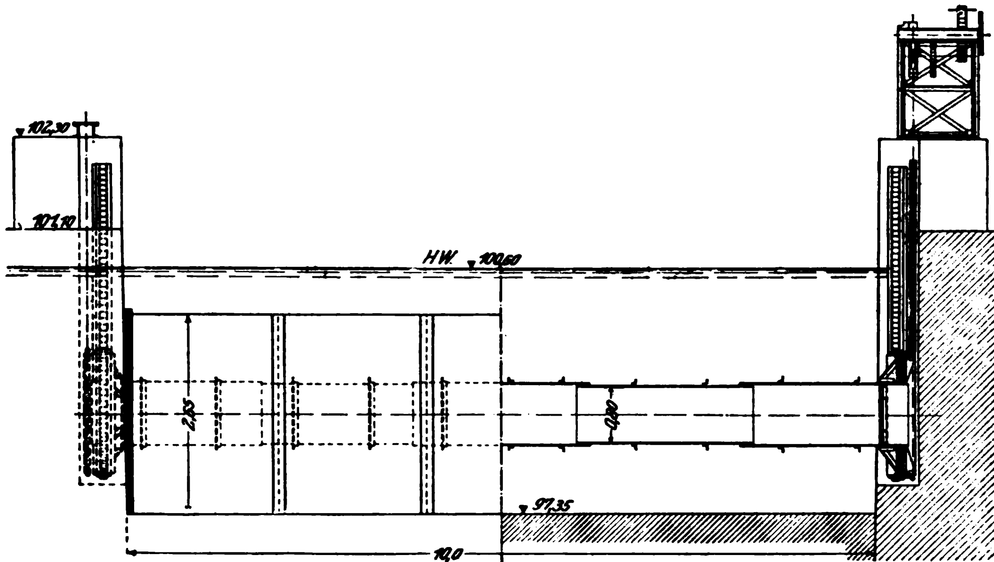


Fig. 590a.

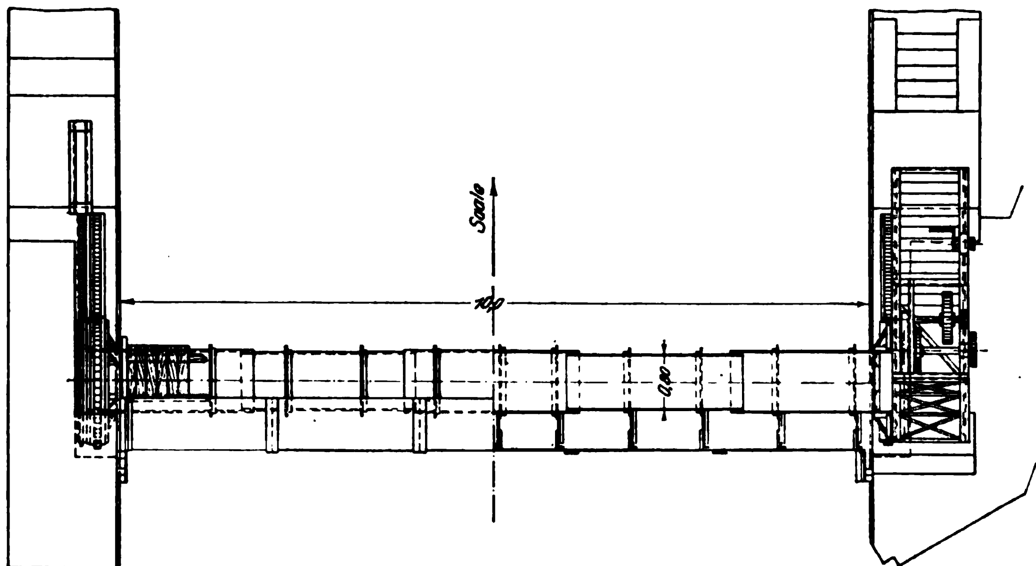


Fig. 590b.

Fig. 590a und 590b. Wehranlage bei Kissingen.

kette mit dem Zahnkranz und der Zahnstange und das Windewerk. Die Wehrschwelle wird meist durch eine eichene Schwelle am Unterteile der Walzen oder durch eine solche auf dem festen Wehrrücken abgedichtet. In den Seitennischen erfolgt die Abdichtung so, daß senkrecht zur Walze ein breites, genügend vorstehendes Blech aufgenietet wird,

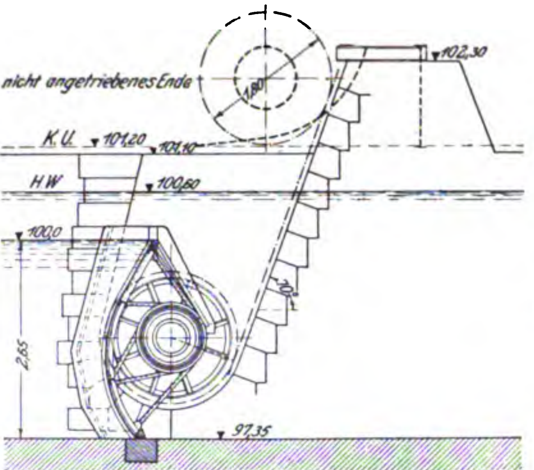


Fig. 590c. Widerlager.

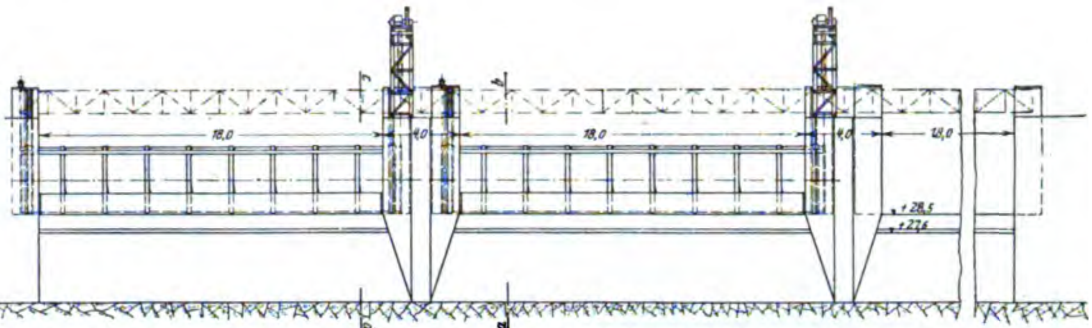


Fig. 591 a.

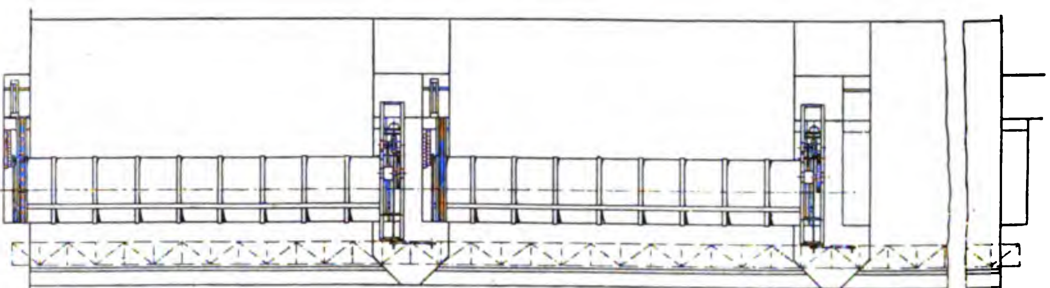


Fig. 591 b.

Fig. 591 a und 591 b. Wehranlage bei Eusokoski (Finnland).

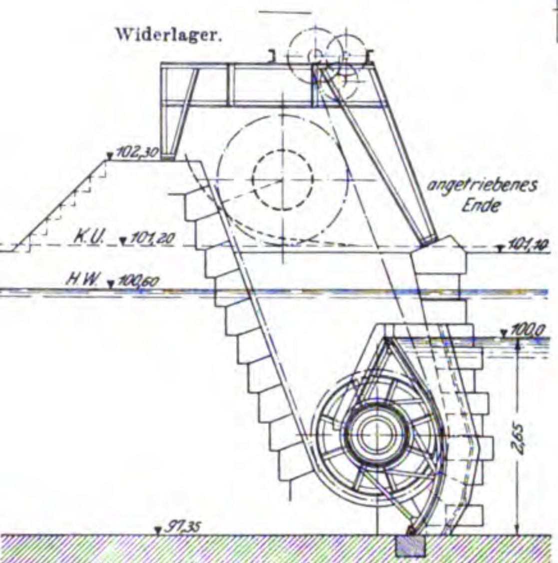


Fig. 590d. Widerlager.

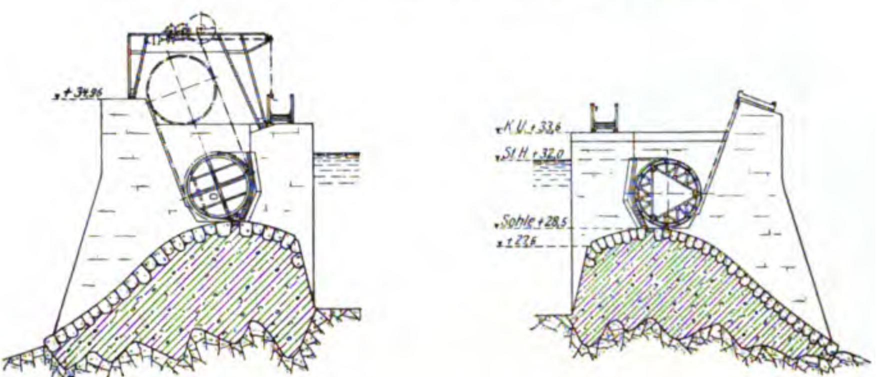


Fig. 591 c. Schnitt c—d.

Fig. 591 d. Schnitt a—b.

an dessen äußerem Umfassungsrand ein kräftiger hölzerner Rahmenschenkel befestigt ist, Fig. 592. Der auf das Blech wirkende Wasserdruck ist so kräftig, daß er das Holz an die Wandfläche anpreßt, so daß an der glatt zu bearbeitenden oder mit Eisen zu

Fig. 592a. Fig. 592b.

Fig. 592a und 592b. Schnitt durch einen Staukörper mit Seitendichtung.

Fig. 592c. Schnitt $a—b—c$.

Fig. 593. Pfeiler mit Antrieb für die Mittelöffnung und mit dem angetriebenen Ende des linken Seitenwehres.

belegenden Wandfläche ein wasserdichter Abschluß entsteht (vgl. auch Fig. 594).

Die seitliche Abdichtung muß auch noch wirksam sein, wenn die Walze einige Zentimeter oder mehr gehoben ist. Eine solche Hebung wird im Winter notwendig, um die Bildung starken Eises im Stauwasser zu verhindern. Hat sich dort eine dünne Eisdecke gebildet, so wird die Walze etwas gehoben; es entsteht dann eine Wasserströmung nach dem offenen Schlitz zwischen Wehrschwelle und Walzenunterkante, durch den das Eis abgetrieben wird.

Das Verschlammen und Vereisen der in der Mauernische unter Wasser liegenden Teile der Kette und des Zahngetriebes ist sorgfältig zu verhüten. Gegebenenfalls kann

hier Viehsalz aufgestreut, oder aber auch die an der Stauanlage vorhandene Energie zur elektrischen Heizung dieser Teile benutzt werden.

Bei dem Walzenwehr in Neckarwestheim liegt das in Pfeileraufbauten untergebrachte Windewerk auf geraden Blechträgern, Fig. 593. Die Einzelheiten des Verschlußkörpers sind aus den Figuren 594a bis c und 595 zu ersehen. Die Walze ist für einen Gesamtdruck von 94 t berechnet. Mit dem Windewerk kann ein Kettenzug von 24 t ausgeübt werden, während zum Heben der Walze aus ihrer untersten Lage nur ein

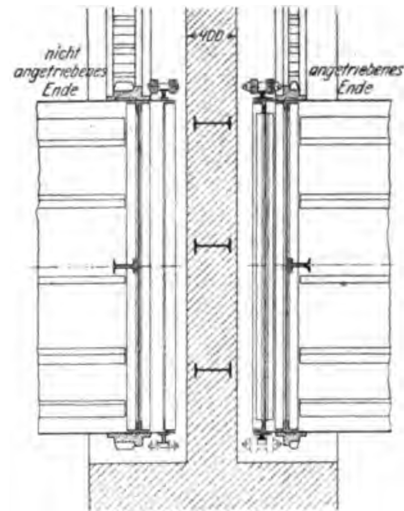


Fig. 594c. Schnitt a—b.

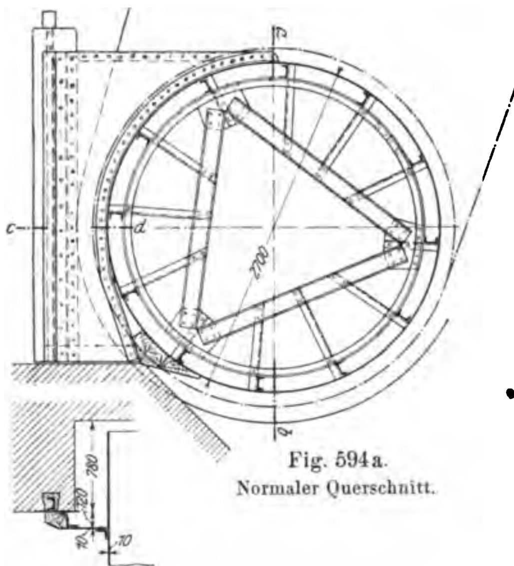


Fig. 594a. Normaler Querschnitt.

Fig. 594b. Schnitt $c-d$.



Fig. 595. Befestigung der Hubkette an der Walze. Querrahmen.

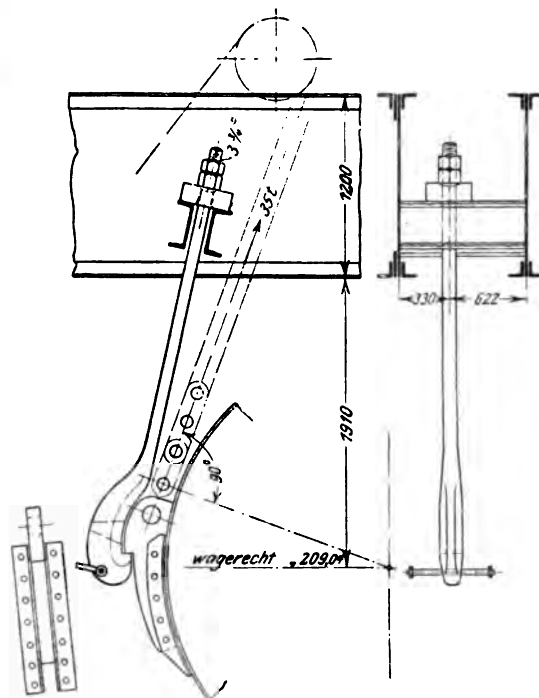


Fig. 596c. Fig. 596a. Fig. 596b.

Fig. 596a, b und c. Aufhängung der Walze in der höchsten Lage.

solcher von 8,6 t nötig ist; hat die Walze jedoch mit ihrer Unterkante den Wasserspiegel verlassen, so sind, da der Auftrieb des Stauwassers wegfällt, 24 t erforderlich. Beim ersten Anheben der Walze sind somit 24,0 — 8,6 = 15,4 t überschüssige Kraft in Kette und Windewerk vorhanden, die zur Überwindung unvorhergesehener Widerstände bei Hochwasser und Eisgang ausreichen.

Das Heben der Walze bei elektrischem Antriebe erfordert ungefähr 3 Minuten für 1 m Mittelpunktweg, wozu ein ungefähr zehnpferdiger Motor erforderlich ist. Für den Notfall ist auch Handantrieb vorgesehen. Durch acht Mann kann die Walze in 24 Minuten um ungefähr 1 m Mittelpunktweg gehoben werden, wobei Arbeitspausen nicht mitgerechnet sind.

Um die Gallsche Kette zeitweilig prüfen zu können, ist eine Klinkvorrichtung vorgesehen, Fig. 596a bis c, mittels deren die Walze ohne Inanspruchnahme der Kette aufgehängt werden kann.

Berechnung der Walzenwehre. Die Belastungen der geschlossenen Walze durch den Wasserdruck sind in den Figuren 597 bis 600 zeichnerisch ermittelt. Dabei ist für die überströmte Walze, Figuren 598 und 600, mit Kuwert [31] angenommen, daß der lotrechte Wasserdruck G nach dem Unterwasser zu durch eine Parabel begrenzt wird. Die Summe der Auftriebskräfte ist mit A bezeichnet.

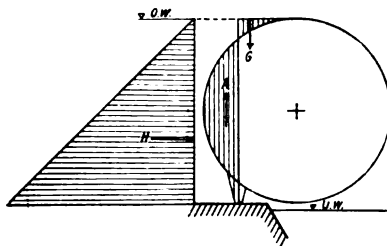


Fig. 597.

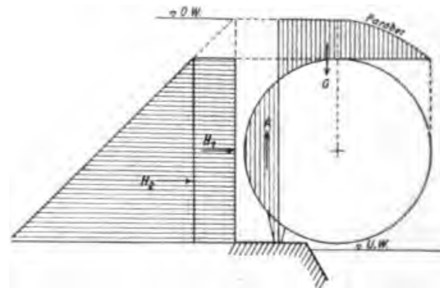


Fig. 598.

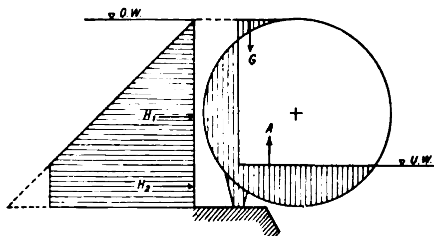


Fig. 599.

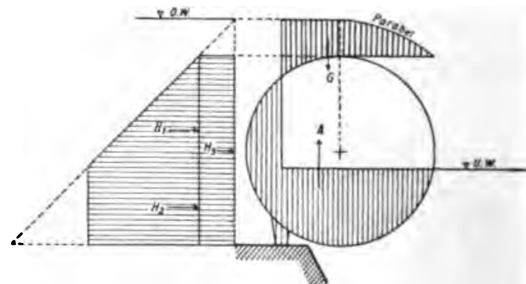


Fig. 600.

Für die zum Teil gehobene Walze kann zwar für die angenäherte Ermittlung der Auftriebsfläche die in Fig. 601 gezeichnete Annahme gemacht werden, wenn auch der Wasserdruck, den dann die benetzten Teile der Walzenoberfläche erleiden, nicht nach den Regeln der Hydrostatik ermittelt werden kann, da sich die hydrostatischen Druckhöhen entsprechend den Wassergeschwindigkeiten an den einzelnen Stellen der Oberfläche um gewisse Geschwindigkeitshöhen vermindern. Zur Ermittlung dieser Vermin-

derung sind von **Carstanjen** im Jahre 1902 im Turbinenkanale der Dresdener Technischen Hochschule Druckversuche angestellt worden. Der Wasserdruck, den die Walze bei zum Teil gehobenem Wehre erleidet, ist auf Grund der Ergebnisse der Dresdener Versuche in Fig. 602 dargestellt.

Die Auflagerkräfte und Seilzüge können entweder zeichnerisch oder rechnerisch ermittelt werden.

Das erstere Verfahren hat **Carstanjen** [32], das letztere **Kuwert** angegeben. Wir folgen hier dem Verfahren von **Carstanjen** für den auch praktisch allein in Frage kommenden **einseitigen** Antrieb der Walze. Bei **beiderseitigem** Antriebe würde an jedem Ende der Walze ein Seilzug $\frac{S}{2}$ ausgeübt werden müssen.

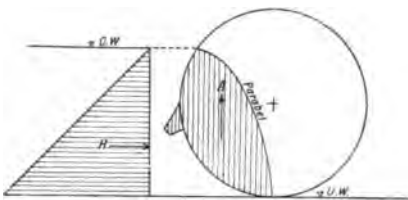


Fig. 601.

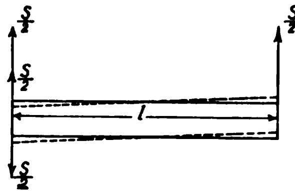


Fig. 603.

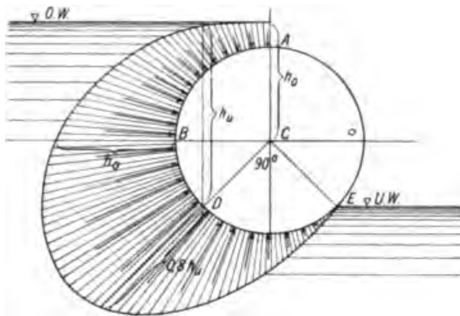


Fig. 602.

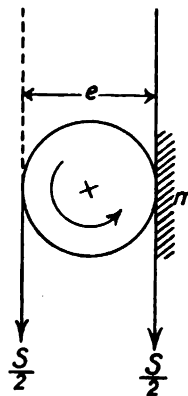


Fig. 604.

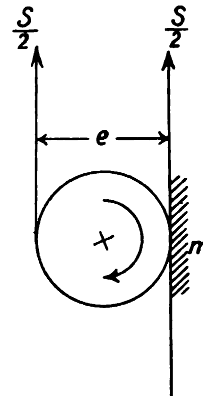


Fig. 605.

Beim Übergange von der **beiderseitig** zu der **einseitig** angetriebenen Walze sind zwei Parallelverschiebungen von Kräften vorzunehmen: zunächst ist die eine Seilspannung $\frac{S}{2}$ von dem einen — ohne Antrieb zu belassenden — Ende nach dem anderen — dem allein anzutreibenden — Ende zu übertragen. Dabei tritt, wenn l die Walzenlänge bezeichnet, ein Kräftepaar $\left(\frac{S}{2} \cdot l\right)$ auf, das in der durch das Seil gelegten Berührungsebene der Walze liegt und die Walze zu ecken sucht (Fig. 603). Die zweite Verschiebung betrifft die beiden Kräfte $\frac{S}{2}$ dieses Kräftepaares. Beide werden in den durch sie gelegten Lotebenen parallel mit sich nach den Punkten m verschoben, in denen die Walze die beiden Laufbahnen berührt. Dabei treten in jenen Verschiebungsebenen, also in den beiden Stirnebenen der Walze, wiederum zwei neue Kräftepaare $\left(\frac{S}{2} \cdot e\right)$

auf, die unter sich gleich, aber von entgegengesetztem Drehsinne sind, und die vom Walzenkörper selbst aufgenommen werden, indem sie diesen auf Verdrehung beanspruchen (Figuren 604 und 605).

In den Figuren 606 und 607 bezeichnen V und H die vereinigten, an der Walze angreifenden äußeren Kräfte in lotrechter und wagerechter Richtung: um V zu erhalten, ist also zu den lotrechten Kräften G und A der Figuren 597 bis 600 und zu der lotrechten Kraft A der Fig. 601 noch das Eigengewicht der Walze hinzuzufügen und die Lage der Mittelkraft V zeichnerisch zu bestimmen.

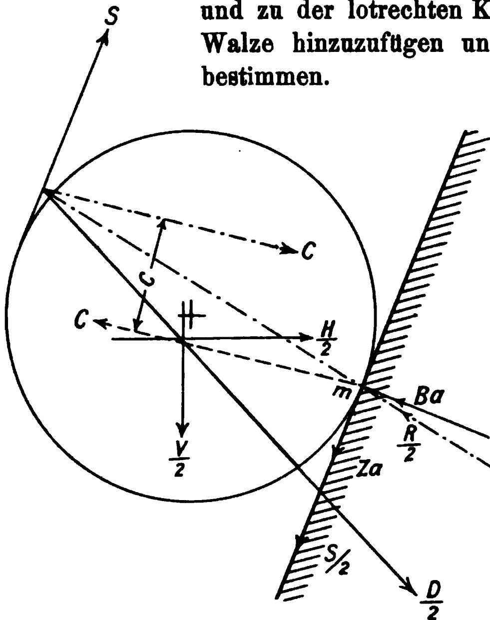


Fig. 606a.

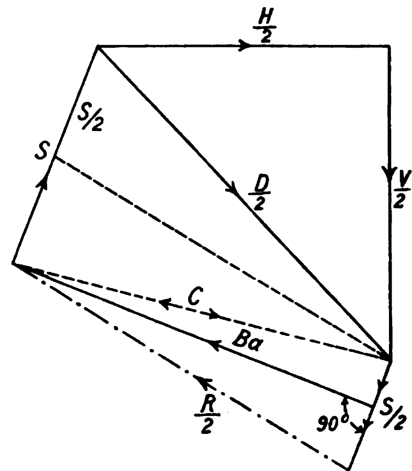


Fig. 606b.

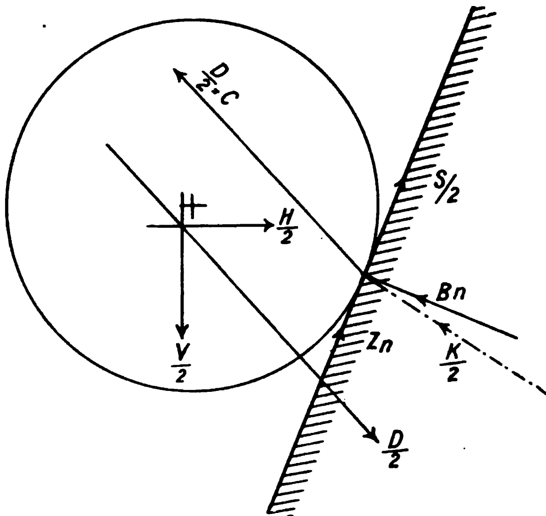


Fig. 607a.

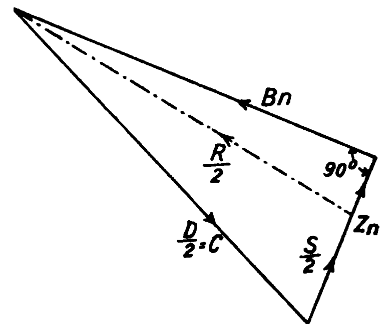


Fig. 607b.

Fig. 606 bezieht sich auf das angetriebene, Fig. 607 auf das nicht angetriebene Walzenende. B_a und B_n sind die durch den Mittelpunkt des Walzenquerschnittes gehenden Bahndrücke, Z_a und Z_n die senkrecht zu diesen, also tangential, wirkenden Zahndrücke. Aus den Kräfteplänen der Figuren 606a und 606b folgt noch, daß die Mittelkraft C aus den in m wirkenden Kräften $\frac{S}{2}$ und $\frac{R}{2}$ auf der angetriebenen Seite gleich,

aber entgegengesetzt gerichtet ist zu der Mittelkraft aus S und $\frac{D}{2}$, und auf der nicht angetriebenen Seite gleich, aber entgegengesetzt gerichtet ist zu $\frac{D}{2}$. Damit sind für beide Enden alle Kräfte auf zwei Kräftepaare $C \cdot c$ und M zurückgeführt, die sich gegenseitig das Gleichgewicht halten. Man ersieht ferner, daß die auf der angetriebenen Seite entstehenden Zahndrücke Z_a erheblich kleiner sind als die Zahndrücke Z_n auf der anderen, nicht angetriebenen, Seite.

Endlich ist in Fig. 608a bis d noch [30] die Untersuchung der Standfestigkeit eines Pfeilers des Wehres bei Neckarwestheim wiedergegeben. Wir entnehmen der genannten Quelle, daß die Beanspruchung der Walze auf Biegung in der tiefsten Lage am größten ist, und zwar dann, wenn die Unterkante außer Berührung mit dem festen Wehrunterbau gekommen ist. Alsdann kommen Eigengewicht, Auftrieb und Wasserdruck zur Wirkung und erzeugen eine Mittelkraft, die eine abwärts geneigte Richtung hat.

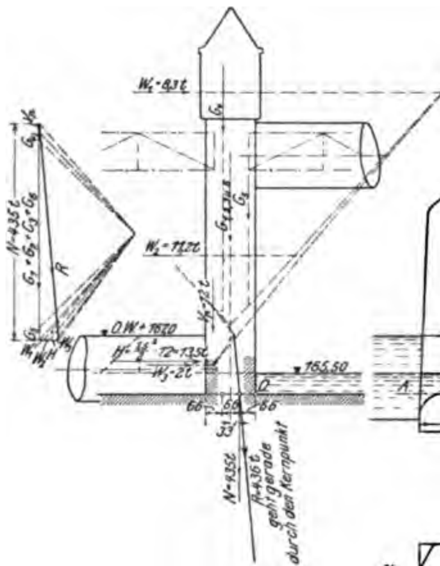


Fig. 608a.

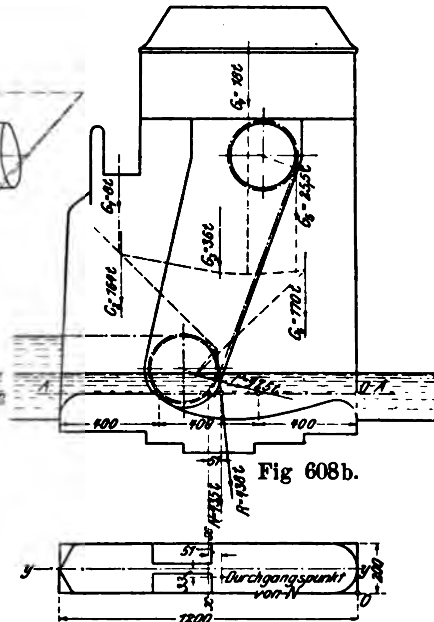


Fig 608b.

Fig. 608c.

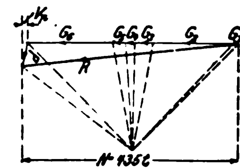


Fig. 608d.

Fig. 608a, b, c, d. Untersuchung der Standfestigkeit des Wehrpfeilers.

Diese Kraft beträgt im vorliegenden Fall 95 t (Eigengewicht 51 t, Auftrieb 14,6 — 4,0 = 10,6 t, Wasserdruck 87 t).

Da die Walze nur an einem Ende angetrieben wird, so ist außerdem noch die Verdrehung zu berücksichtigen.

Die Blechstärke der 30,0 m langen Walze beträgt im mittleren 17,6 m langen Teil 13 mm, an den beiden je 6,2 m langen Enden 11 mm. Da die kreisrunde Form kein günstiger Festigkeitsquerschnitt ist, so ist der Materialbedarf verhältnismäßig groß; im Vergleich mit den Vorteilen der Walzenform und den geringen Unterhaltungskosten erscheinen aber das Mehrgewicht und die Mehrkosten gerechtfertigt.

Die Mittelpfeiler. Die Höhe der Mittelpfeiler von der Flußsohle bis zum Boden des Windewerkhäuschens beträgt etwa 11 m, die Dicke 2 m. Die ungünstigste Beanspruchung tritt ein, wenn eine Walze ganz hochgezogen, die benachbarte Walze ganz unten ist, wenn in der freien Wehröffnung das Wasser 1,5 m tiefer steht als in der Nachbaröffnung, und wenn von derselben Seite, von der der Wasserüberdruck wirkt, auch ein Winddruck von 150 kg/qm auf den Pfeiler ausgeübt wird.

Es sei, Fig. 608a bis d:

G_1 = Steggewicht,
G_2, G_3, G_6 = Pfeilergewicht,
G_4 = Winden-, Ketten- und Hausgewicht,
G_5 = halbes Eigengewicht der gehobenen Walze,
P = Druck der unteren Walze auf das Widerlager,
V_p = lotrechte Seitenkraft von P,
N = gesamter senkrechter Druck,
H = einseitiger Wasserdruck,
W_1, W_2, W_3 = Winddruck,
R = Schlußkräfte aus G, P, W, H.

Die größte Beanspruchung tritt auf im Punkt O:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y},$$

wobei

F = Querschnittsfläche des Pfeilers,
M_x, M_y = Biegungsmomente von N, bezogen auf die X- bez. Y-Achse,
W_x, W_y = Widerstandsmomente des Pfeilerquerschnittes;

$$\sigma = \frac{435000}{1200 \cdot 200} + \frac{435000 \cdot 51{,}6}{200 \cdot 1200^2} + \frac{435000 \cdot 33{,}6}{1200 \cdot 200^2} = 4 \text{ kg/qcm Druck};$$

Zug tritt nirgends auf.

Die Walzenwehre haben mit Recht große Beachtung gefunden, was aus der nachfolgenden Zusammenstellung der bis jetzt ausgeführten Walzenwehre hervorgeht.

Ort	Fluß	Lichtweite m	Stauhöhe m
1. Schweinfurt	Main	18,00	4,14
2. »	»	35,00	2,00
3. Berlin	Landwehrkanal	5,56	1,58
4. Kolbermoor	Mangfall	30,00	1,70
5. Bromberg	Brahe	22,00	2,50
6. Troubek (Mähren)	Bečwa	10,00	1,75
7. Bad Kissingen	fränk. Saale	10,00	2,65
8. Nienburg	Bode	2 × 10,00	2,65
9. Neugattersleben	»	17,50	2,95
10. St. Michel (Savoyen)	Arc	30,00	3,00
11. Verona	Etsch	12,00	3,40
12. Schönenwerd (Schweiz)	Aare	17,00	2,00
13. Ensokoski (Finnland)	Wuochson	2 × 18,00	3,50
14. Trollhättan (Schweden)	Götaelf	2 × 20,00	4,00

Ort	Fluß	Lichtweite m	Stauhöhe m
15. Poppenweiler	Neckar	2 × 28,00	3,60
16. Dejefors (Schweden)	Klarelvfen	2 × 32,00	3,50
17. Beiertheim (Baden)	Alb	10,50	1,62
18. Heimboldshausen	Werra	28,00	2,00
19. Trostberg	Alz	15,00	3,00
20. Celle	Fuhse	15,00	2,30
21. Landeck (Tirol)	Trisanna	14,00	1,10
22. Löderburg	Bode	13,57	2,22
23. Osimo (Italien)	Potenza	10,00	0,80
24. Zólyombrézó (Ungarn)	Garam	7,00	1,00
25. Küps	Rodach	12,00	1,70
26. Tübingen	Neckar	2 × 26,50	2,15
27. Torreon (Mexico)	Nazas	2 × 17,00	2,50
28. La Union (Chile)		26,00	2,00
29. Kibling (Reichenhall)	Saalach	13,60	8,50
30. Bleckendorf	Bode	2 × 9,00	2,50
31. Washington	Spokane	2 × 30,50	5,80
32. Cassel	Fulda	2 × 24,3	4,80
33. Trasquila (Mexico)	Nazas	2 × 24,5	3,60
34. Augsburg	Lech	20,00	2,40
35. Lilla Edet (Schweden)	Götaälf	2 × 22,00	3,80
36. Nokia (Finnland)	Kumoälf	2 × 23,3	2,09
		21,0	2,60
		7,0	2,60

Vergleich der beweglichen Wehre.

Die Schützenwehre mit einfachen Gleitschützen werden auch weiter das Feld behaupten für kleinere Stauanlagen, da ihnen der Vorzug einfacher Bauweise und Bedienung sowie großer Wasserdichtigkeit eigen ist.

Die Klappenwehre werden dort ihre Bedeutung behalten, wo sie als Aufbauten auf verhältnismäßig hohen festen Wehren in Frage kommen. Die in eine Wehrkammer zu versenkenden Trommel- und Sektorwehre sind nur dann zu empfehlen, wenn es sich um nicht zu große Stauhöhen handelt, und wenn die Wehrkammer in dem verhältnismäßig hohen Körper eines festen Wehres ausgespart werden kann. Für Wehre, deren fester Rücken in Höhe der Flußsohle und nur wenig über dieser liegt, empfehlen sich die genannten Wehre nicht.

Der Vorzug, den die Nadelwehre vor allen anderen beweglichen Wehranlagen besitzen: daß sie ohne feste Zwischenpfeiler jede beliebige Flußbreite zu durchbauen gestatten, darf nicht überschätzt werden, weil die Rücksicht auf das schnelle Niederlegen des Wehres zu große Öffnungsweiten verbietet. Auch die Stauhöhe ist an die Bedingung gebunden, daß die Nadeln nicht zu schwer, d. h. nicht zu lang werden. Die Ausführungen, bei denen die Nadeln durch Gleit- oder Rollschütze oder durch Rollvorhänge ersetzt worden sind, lassen auf Grund der Erfahrung diese Maßnahmen nicht als empfehlenswert erscheinen.

Dort, wo aus anderen Gründen feste Brücken notwendig werden, kommen für breite Wehröffnungen Schützenwehre mit aufdrehbaren Losständern in erster Linie in Frage.

Die Segmentwehre sind allen anderen beweglichen Wehranlagen für Öffnungen bis zu etwa 12 m Weite überlegen.

Ihre Vorzüge sind in folgenden Punkten zusammenzufassen:

1. Sie gewähren einen sehr wasserdichten Abschluß.
2. Der Wasserdruck wird in jeder Stellung des Schützes auf den Drehpunkt zusammengeführt.
3. Der Widerstand beim Heben wird in der Hauptsache nur als Zapfenreibung an einem verhältnismäßig langen Hebelarme leicht überwunden.
4. Das Segmentschütz ist im strömenden Wasser ebenso leicht zu bewegen wie im stehenden.
5. Es beansprucht in geöffnetem Zustande eine viel geringere Höhe als eine gewöhnliche, lotrecht gehobene Schütztafel.
6. Die Kosten der Anlage und die Schwierigkeiten der Handhabung nehmen nur mäßig zu mit wachsender Stauhöhe.
7. Die Bauart bleibt die gleiche einfache auch bei großen Stauhöhen.
8. Es sind daher große Stauhöhen möglich.
9. Sämtliche Bewegungsvorrichtungen liegen stets wasserfrei.
10. Der Wehrboden ist gänzlich frei von Lagern und sonstigen beweglichen Bauteilen.

Die Segmentwehre eignen sich daher besonders für Schiffsdurchlässe, für Stauanlagen in schmalen, aber hoch anzustauenden Wasserläufen, sowie für solche Abschlußvorrichtungen, die jederzeit ein schnelles Öffnen und Schließen, auch bei Strömung und erheblichem Wasserüberdrucke erfordern.

Die Walzenwehre sind den Segmentwehren darin überlegen, daß sie keine Bedienungsbrücke erfordern, vor allem aber darin, daß sie erheblich weitere Öffnungen mit einem einzigen Staukörper zu verbauen gestatten als jene.

Sie werden aber trotz dem Fortfalle der Bedienungsbrücke schwerer und daher in der Anlage teurer als die Segmentwehre.

Einem von Eger [33] veröffentlichten Vergleiche der beiden durch ein Walzen- und Segmentwehr verschlossenen Öffnungen der Freiarche an der unteren Schleuse des Landwehrkanales in Berlin sind die folgenden Angaben entnommen.

Das Wehr hat zwei Öffnungen von je 5,56 m Lichtweite. Die Walze besteht aus einem ebenso langen Hohlzylinder von 1,13 m Durchmesser, der oben und unten schnabelförmig auf eine Höhe von 1,58 m erweitert ist.

An beiden Enden befinden sich 0,56 m lange zylindrische Rohransätze, mit denen die ganze Länge der Walze 6,64 m beträgt. Das Schneckengetriebe der Winde hat ein Übersetzungsverhältnis von 1 : 104. Die linksseitige Öffnung von 5,56 m lichter Weite ist durch zwei gleich große und 1,58 m hohe Segmentschütze geschlossen. In der Mitte greift der Mantel des einen Schützes mit einem Flacheisen 4 cm breit über den des anderen, wodurch ein 4 cm breiter Spielraum zwischen beiden Schützen überdeckt wird.

Stellt man die Eigenschaften beider Wehre in Anlage und Betrieb nebeneinander, so ergibt sich folgendes.

Das Eisengewicht beträgt beim Segmentwehr für

die beiden Schütze . . . rd.	2000 kg
den Steg . . . . »	2403 »
die Winden . . . . . . »	810 »
zusammen	5213 kg,

bei dem Walzenwehr für den Verschlußkörper nebst

Dichtungen und Zahnkränzen	5580 kg
das Windewerk	801 »
die Zahnstangen	546 »
zusammen	6927 kg.

Die Kosten für Lieferung und Aufstellung dieser Eisenteile haben betragen

beim Segmentwehr . . .	3760 Mark
» Walzenwehr . . .	5933 » .

Die Wasserdichtigkeit ist bei beiden Verschlüssen fast vollständig.

Das Herausheben der Walze von der tiefsten in die höchste Stellung erfordert 36 Minuten Zeit für einen Mann. Ein Segmentschütz ist von einem Mann in $8^1/_3$ Min. vollständig aufzuziehen, so daß das ganze Wehr in $16^2/_3$ Min. von einem Mann geöffnet wird.

Bei Frostwetter zeigte keines der beiden Wehre einen besonderen Vorzug vor dem anderen.

Die erreichbare Stauhöhe und Öffnungsweite sind weniger durch technische als vielmehr durch wirtschaftliche Rücksichten bedingt.

Die Walzenwehre weisen also die gleichen technischen Vorzüge der Segmentwehre auf. Der Fortfall der Bedienungsbrücke ist bedeutungslos: er wird durch das größere Eisengewicht der Walzen aufgewogen.

Die Segment- und Walzenwehre dürfen daher als die Wehre der Zukunft angesehen werden.

II. Abschnitt.

Talsperren.

A. Vorarbeiten.

§ 1. Allgemeines.

Ein Staudamm, der das Tal eines Wasserlaufes quer absperrt, heißt Talsperre. Die durch Talsperren gebildeten Stauweiher oder Sammelbecken sollen die ungleichmäßige Wasserführung natürlicher Wasserläufe tunlichst ausgleichen. Das wird um so mehr erreicht, je kleiner der Wasserlauf und je größer der Fassungsraum und die Oberfläche des Stauweihers werden. Da andererseits die Kosten der Talsperre unter sonst gleich bleibenden Verhältnissen mit ihrer Länge zunehmen, so werden für den Ort der Sperre in erster Linie Talengen in Frage kommen, oberhalb welcher sich möglichst große Erweiterungen des Tales vorfinden. Da aber die Wirtschaftlichkeit solcher Anlagen wesentlich von der Nutzbarmachung der Wasserkraft abhängt, so kann es unter Umständen vorteilhaft sein, von der Nutzung einer tiefer liegenden größeren Talerweiterung abzustehen und ein kleineres aber höher liegendes Becken auszuwählen, wenn der

dadurch herbeigeführte Verlust an Wassermenge verhältnismäßig kleiner ist als der damit erzielte Gewinn an Druckgefälle.

Bei Sperren für Kraftzwecke ist es auch günstig, wie Mattern [35] zutreffend hervorhebt, die Sperre an einen Knickpunkt des natürlichen Talgefälles zu legen, um in einer anschließenden Rohrleitung Druckgefälle zu erschließen: das schwache obere Gefälle ist günstig für die Größe des Stauraumes, das anschließende starke Gefälle ist günstig für die Kraftnutzung.

Im übrigen ist der Ort der Talsperre auch mitbedingt durch die Beschaffenheit des Baugrundes und durch die Möglichkeit, das oberhalb liegende Talbecken seiner bisherigen Nutzung als Kulturfläche und Ansiedlungsstätte ohne Aufwendung zu hoher Entschädigungskosten entziehen zu können.

Es lassen sich also allgemein gültige Vorschriften oder Regeln für den Ort der Talsperre nicht aufstellen, dieser wird vielmehr von Fall zu Fall erst nach sorgsamster Abwägung aller auftretenden Umstände zutreffend bestimmt werden können.

Bei derartigen Erwägungen kann, wenn das oberhalb der Talsperre liegende Talgebiet bei größerem Längengefälle in größerer Längenerstreckung zur Verfügung stehen sollte, die Frage auftreten, ob es geboten erscheint, dem augenblicklichen Bedürfnisse mit der Errichtung einer hohen Talsperre mit einem großen Stauraum vorzueilen, oder aber sich zunächst damit zu begnügen, den augenblicklichen Bedarf mit einer niedrigen Sperre und kleinem Sammelbecken zu decken und dem allmählich wachsenden Bedarf mit der Errichtung neuer, oberhalb anzulegender Talsperren zu folgen. Die Entscheidung darüber wird wesentlich durch die Rücksicht auf den Hochwasserschutz bedingt werden und kann naturgemäß auch nur fallweise getroffen werden.

Erstreckt sich der Stauweiher bis zu einer bewohnten Ortschaft, dann können für diese durch die Wasserspiegelschwankungen über dem letzten seichten Ende des Stauweihers belästigende Ausdünstungen entstehen, denen durch eine Abdämmung des letzten Weiherausläufers begegnet werden kann.

§ 2. Bestimmung des Stauweiherinhaltes.

Der erforderliche Beckeninhalt wird am besten zeichnerisch bestimmt, nachdem man den Zufluß und Verbrauch ermittelt hat. Man nehme hierbei als Zeiteinheit den Monat, beschränke den Ausgleich auf die Dauer eines Jahres und lege bei Kraftanlagen ein möglichst trockenes, bei Hochwasserschutzbecken ein möglichst nasses Jahr zugrunde. Der Zufluß ist nach den Anleitungen des Zweiten Teiles unter Beachtung der Verluste durch Verdunstung und Versickerung zu bestimmen. Nach Mattern [35] können die Sickerverluste überschläglich mit 1,0 sl/1000000 cbm Stauraum in Ansatz gebracht werden. Zuverlässige Werte ergeben aber nur die in dem Zweiten Teile erörterten Meßwehre mit selbstschreibendem Schwimmerpegel, der in einem Schutzhäuschen unterzubringen ist. Der Wasserverbrauch ist am regelmäßigsten bei Sammelbecken für Trinkwasserversorgungen und Speisung von Schiffahrtskanälen. Eine ununterbrochene, aber wechselnde Abgabe erfordern größere Kraftanlagen, in denen möglichst eine dauernd gleichmäßige Leistung erzielt werden soll. Das bedingt bei gefülltem Becken und großem Druckgefälle eine kleinere Wasserabgabe als bei teilweise entleertem Becken und kleinerem Druckgefälle. Sehr schwankend gestaltet sich die Entnahme, wenn das Wasser einzelnen Triebwerken als Zuschußwasser zur Ergänzung des fehlenden Betriebswassers oder zur Aufhöhung des Niedrigwassers für Schiffahrtszwecke oder auch für landwirtschaftliche Bewässerungen abgelassen wird. Bei

Becken, die lediglich dem Hochwasserschutz dienen, ist die Beckengröße durch die Forderung bestimmt, daß die Schadenwassermenge des größten bekannten Hochwassers zurückgehalten werden soll. In der Regel dient aber ein Becken gleichzeitig verschiedenen Zwecken: der Kraftgewinnung, der Abgabe von Zuschußwasser an Triebwerke, der Trinkwasserversorgung, dem Hochwasserschutz usw. Alsdann kann die Größe des Fassungsraumes nur an Hand von fallweise wechselnden Unterlagen ermittelt werden; allgemein gültige Zahlen lassen sich hierfür nicht angeben.

Der Weiherinhalt wird zweckmäßig nach dem in Fig. 609a und b dargestellten Verfahren von E. Fischer [36] ermittelt. Die Grundlage der Berechnung bildet die $\Sigma(z - v)$-Linie, wenn Σz den jeweiligen Gesamtzufluß nach Abzug der Verluste für Verdunstung und Versickerung und Σv den Gesamtabfluß oder Gesamtverbrauch bezeichnen. Aus der $\Sigma(z - v)$-Linie läßt sich diejenige Größe des Sammelbeckens er-

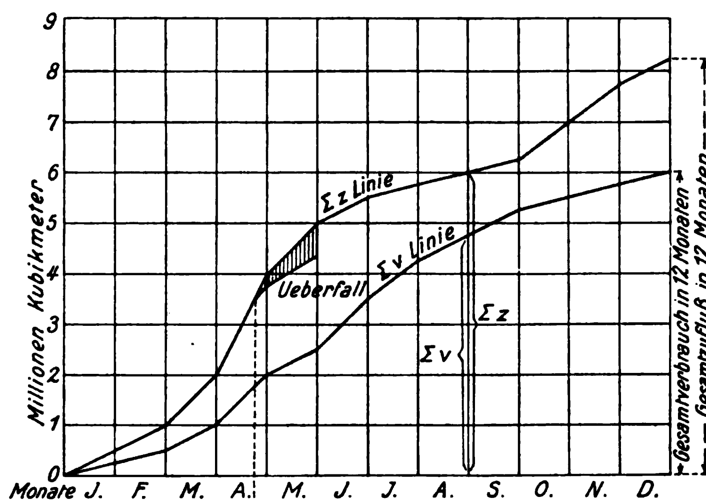


Fig. 609a.

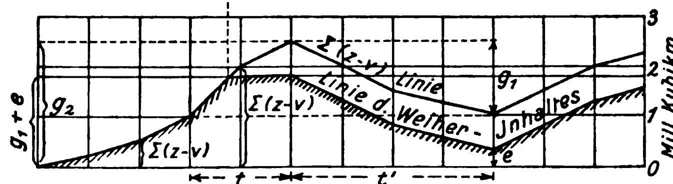


Fig. 609b.

sehen, die erforderlich ist, um für den angenommenen Wasserbedarf eine ungestörte Wasserabgabe aus dem Weiher zu sichern. Die $\Sigma(z - v)$-Linie steigt nämlich, wenn der Zufluß den Verbrauch überschreitet, und fällt im umgekehrten Falle. Da eine Summenlinie vorliegt, so gibt der Unterschied der zu zwei verschiedenen Zeitpunkten gehörenden Ordinaten bei steigender Linie die Summe des während dieses Zeitraumes vorhandenen Wasserüberschusses und bei fallender Linie die Summe der während des Zeitraumes durch den Zufluß nicht gedeckten, demnach aus dem Weiher zu entnehmenden Wassermengen an. Der größte negative Ordinatenunterschied g_1 im Verlaufe der $\Sigma(z - v)$-Linie gibt an, wie groß das Becken für den angenommenen Wasserbedarf zu wählen ist. Dieser Unterschied g_1 ist gleich dem für den ungünstigsten Fall erforderlichen Wasservorrat, mithin gleich der kleinsten Größe des Stauweihers. Da aber ein Weiher während des Betriebes nicht bis an die äußerste Grenze beansprucht werden

darf, so tritt zu der Größe g_1 noch ein Überschuß oder eiserner Bestand e, unter den der Weiherinhalt nicht gesenkt werden darf. Der endgültige Weiherinhalt ist somit gleich $g_1 + e$.

Behufs Darstellung des wechselnden Wasserinhaltes zeichnet man parallel zur Abszissenachse im Abstand $g_1 + e$ eine Gerade. Der bei steigender $\Sigma(x - v)$-Linie im Weiher aufgespeicherte Wasserüberschuß nimmt in dem gleichen Maße zu, in dem der Zufluß den Verbrauch überschreitet, und da diese Überschüsse durch die $\Sigma(x - v)$-Linie dargestellt werden, so muß die Linie des Weiherinhaltes parallel zur $(x - v)$-Linie steigen. Der parallele Verlauf der Linien bleibt auch bei fallender $(x - v)$-Linie bestehen. Um die Linie des Weiherinhaltes zu zeichnen, hat man daher bei leerem Weiher von der Ordinate Null und, wenn zu Beginn der Untersuchung ein bestimmter Inhalt vorhanden war, von der diesem Inhalte entsprechenden Ordinate die Parallele zur $\Sigma(x - v)$-Linie so lange zu zeichnen, bis diese Parallele die im Abstande $g_1 + e$ gezogene Wagerechte schneidet. Dort ist der Weiher voll, und wenn der Zufluß den Verbrauch weiter noch überschreitet, so muß der hierbei auftretende Überschuß als Überfall abfließen. Sobald aber die $(x - v)$-Linie fällt, fällt auch sofort die bis dahin wagerecht verlaufene Linie des Weiherinhaltes, bis der Zufluß wieder größer wird als der Verbrauch, usw.

Die $\Sigma(x - v)$-Linie zeigt auch, wie lange Zeit hindurch man das Wasser aufspeichern muß, um während der trockenen Jahreszeiten den nötigen Vorrat zu haben: man hat nur von dem Punkt der Linie, der dem Ende des zuflußarmen Zeitraumes entspricht, eine Wagerechte zu ziehen bis zum Schnittpunkt mit dem vorangehenden Teil der Linie. Dieser Schnittpunkt gibt den Zeitpunkt an, von dem an gestaut werden muß. Der Überschuß des Zeitraumes t würde genügen, um den Mangel des Zeitraumes t' zu decken. Meistens wird der Fassungsraum des Stauweihers und insbesondere auch seine normale Füllhöhe durch die topographische Beschaffenheit des abzusperrenden Tales gegeben sein. Man wird dann den Betrieb, d. i. die Wasserentnahme, so regeln müssen, daß die Wassernutzung tunlichst vorteilhaft wird.

Bei der Bestimmung der Größen von Stauweihern zur Hochwasserbekämpfung ist zunächst die größte Wassermenge festzustellen, die von dem Wasserlaufe ohne Gefahr noch abgeführt werden kann. Der Unterschied zwischen dieser und der zu erwartenden Hochwassermenge oder die sogenannte Schadenwassermenge ist in den Stauweihern zurückzuhalten. Um nun die Größe der zurückzuhaltenden Wassermenge zu bestimmen, ist die Σv-Linie unter Zugrundelegung der höchstenfalls abzuführenden Wassermenge zu zeichnen, und zwar bis zu dem Zeitpunkte, in dem der Zufluß wieder kleiner wird als dieser Wert. Die Größe des gesamten hierbei auftretenden Überschusses, also auch die erforderliche Weihergröße, ist der größte positive Ordinatenunterschied g_2 der $\Sigma(x - v)$-Linie. Es ist noch hervorzuheben, daß bei der Untersuchung von Stauweihern zur Hochwasserabwehr die $\Sigma(x - v)$-Linie und die Linie des Weiherinhaltes zusammenfallen müssen.

Diejenige Wassermenge, die weiterhin während der zuflußarmen Zeit am zweckmäßigsten abzugeben ist, läßt sich leicht bestimmen, wenn man gleichzeitig mit einigen probeweise gezeichneten Σv-Linien die zugehörigen $\Sigma(x - v)$-Linien zeichnet, welch letztere jetzt ja auch die Linie des Weiherinhaltes bilden. Man wird so bei vorliegender Zuflußlinie diejenige Art der Wasserabgabe finden, die bei Aufrechterhaltung eines möglichst gleichmäßigen Abflusses zugleich den geringsten Weiherinhalt zur Zeit des nächsten Hochwassers ergibt.

Die Ergebnisse lassen sich dahin zusammenfassen, daß sich die Mindestgröße eines Stauweihers für eine bestimmte Wasserabgabe ergibt gleich dem größten Ordinatenunterschied g_1 der fallenden, und die Mindestgröße eines Stauweihers zur Hochwasserbekämpfung, dessen Inhaltslinie mit der $\Sigma(x-v)$-Linie zusammenfällt, gleich dem größten Ordinatenunterschiede g_2 der steigenden $\Sigma(x-v)$-Linie. Zu g_1 ist noch ein Überschuß e als eiserner Bestand hinzuzufügen, unter den der Inhalt des Weihers nicht sinken darf.

Handelt es sich, was die Regel, um Stauweiher zur Kraftverwertung und Hochwasserabwehr, dann ist beim Entwerfen der Linie des Weiherinhaltes zu beachten, daß zur Leistung einer bestimmten Arbeit je nach der Stauhöhe und dem Druckhöhenverluste in der anschließenden Rohrleitung zum Kraftwerke verschiedene sekundliche Wassermengen erforderlich sind.

Für überschlägliche Rechnungen ist der Druckhöhenverlust in der Rohrleitung

$$w = 0{,}0025 \frac{l}{d^5} Q^2.$$

Liegt das Kraftwerk um h_0 m unter dem tiefsten Punkte des Stauweihers, der durch die Wagerechte im Abstande e von der Null-Linie der Fig. 609b gegeben ist, dann ist die tatsächliche Druckhöhe

$$H_0 = h_0 + h_1,$$

wenn h_1 die den eisernen Bestand überschreitende Füllhöhe bezeichnet.

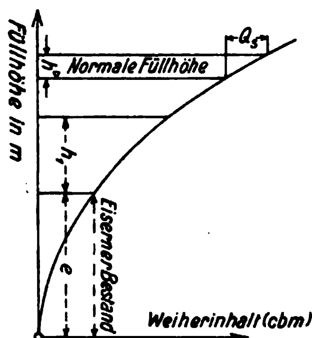


Fig. 610.

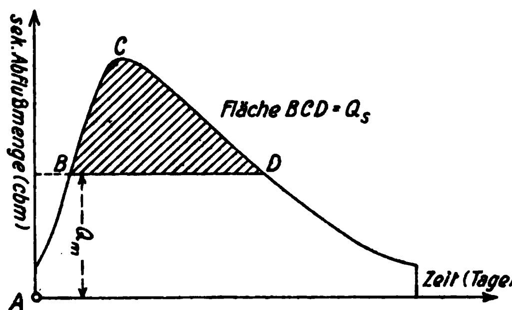


Fig. 611.

Somit ist die verfügbare Druckhöhe

$$H = H_0 - w = h_0 + h_1 - 0{,}0025 \frac{l}{d^5} Q^2$$

oder für ein bestimmtes l und d

$$H = h_0 + h_1 - k \cdot Q^2,$$

wo

$$k = 0{,}0025 \frac{l}{d^5}.$$

Die Arbeit, die eine sekundliche Wassermenge Q bei einer Druckhöhe H leistet, ist

$$A = QH.$$

Soll nun A für verschiedene Druckhöhen konstant sein, dann verhalten sich die dem Stauweiher zu entnehmenden Wassermengen wie die umgekehrten Werte der zugehörigen Druckhöhen

$$A = Q_1 H_1 = Q_2 H_2 = Q_3 H_3 \ldots$$

$$Q_1 : Q_2 : Q_3 = \frac{1}{H_1} : \frac{1}{H_2} : \frac{1}{H_3}.$$

Die Abhängigkeit zwischen Q und H läßt sich also durch eine Hyperbel darstellen.

Fig. 610 zeigt die Abhängigkeit des Weiherinhaltes von der Füllhöhe.

Wo Schutz gegen Hochwasserschäden in Frage kommt, muß der Weiher bei normaler Füllung noch die Schadenwassermenge aufnehmen können. Die letztere wird am besten aus der zeichnerischen Darstellung des Verlaufes der größten Hochwasserwelle, Fig. 611, erhalten. Ist Q_m die größte sekundliche Wassermenge, die vom Wasserlaufe noch abgeführt werden kann, dann wird die zurückzuhaltende Schadenwassermenge Q_s durch die Größe der Fläche BCD dargestellt.

Durch Abtragen von Q_s in Fig. 610 ergibt sich die Höhe h, um welche die normale Füllhöhe des Stauweihers beim Zurückhalten der Schadenwassermenge überschritten wird.

§ 3. Geognostische Untersuchungen.

Das von dem Stauweiher beanspruchte Gelände muß dauernd und sicher die Pressung des angesammelten Wassers, die Durchfeuchtung des Untergrundes und den Druck der Sperre selbst ertragen können. Eine etwa 1,5 m starke Lehmschicht führt selbst beim größten Wasserdrucke die Undurchlässigkeit des Staubeckens herbei. Man wird daher zunächst sich zu vergewissern haben, ob eine solche Deckschicht vorhanden ist und bei dem Befunde nicht außer acht lassen, daß ein jedes Staubecken zugleich ein Klärbecken ist, daß also im Laufe der Jahre die Bildung einer stetig wachsenden Schlammschicht auf der Beckensohle vor sich gehen wird.

Sodann sind die unter der Decklage liegenden Schichten zu untersuchen. Bei der außerordentlichen Wichtigkeit dieser Untersuchungen sind Bohrungen oder gar die Benutzung des Sondiereisens als unsicher in ihren Ergebnissen unbedingt zu verwerfen. Nur das Aufgraben oder Schürfen, bei welchen Verfahren die einzelnen Untergrundschichten in ihrer ursprünglichen Lagerung zutage gelegt werden, ist anzuwenden, selbst wenn es bei großem Wasserandrange große Ausgaben für Wasserschöpfen notwendig macht.

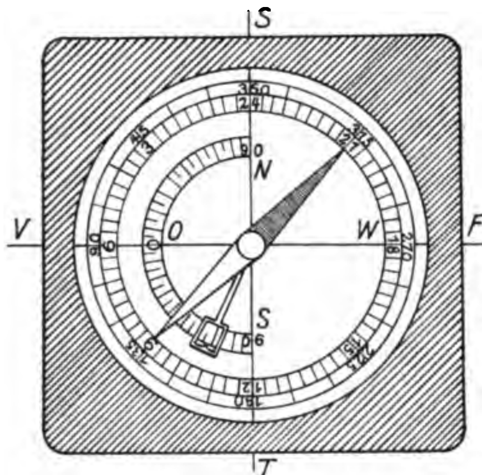
Ist kein Felsen zu erreichen, dann kann als Sperrbau nur ein Erddamm in Frage kommen, bei felsigem Untergrunde nur eine Mauer. Den besten Untergrund für Mauern geben die Eruptivgesteine, wie Granit, Porphyr, Basalt usw. Geschichtete Formationen mahnen wegen etwaiger schlechter Lagerung und Zerklüftung zur größten Vorsicht. Fallen die Schichten gegen das Becken ein, dann sind in dieser Beziehung keine Bedenken zu erheben, falls Ton- oder Mergelschichten nicht vorkommen.

Das Bestimmen des Streichens und Fallens der Schichten sollte auch vom Bauingenieur bewirkt werden können. Unter Streichen versteht man die Richtung einer auf der Schichtungsoberfläche gezogen gedachten wagerechten Linie gegen die Mittagslinie des Beobachtungsortes, oder die Richtung des Schnittes einer wagerechten Ebene mit der Schichtungsebene. Den Horizont teilt man ein entweder in Grade von 0 bei Nord und weiter im Sinne der Zeiger einer Uhr bis 360° bei Nord; oder, wie der Bergmann, in 24 Stunden zu je 15 Grad. Die Richtungen N, O, S und W heißen die Kardinalpunkte. Der bergmännische Hand- oder Taschenkompaß, dessen man sich zur Bestimmung des Streichens bedient, ist »widersinnisch« eingeteilt, indem die Kardinalpunkte O und W, um unmittelbar ablesen zu können, vertauscht sind. Stellt man diesen Kompaß, indem man ihn wagerecht hält, mit der Nord-Südlinie der Streichungsrichtung (S—T) parallel, so spielen die Enden der Nadel auf diejenigen Stunden oder

Grade ein, nach denen die Schicht streicht. Das ist in Fig. 612 bei St. 21 (oder 315°, d. h. Nordwest) bez. bei St. 9 (oder 135°, d. h. Südost) der Fall. Um aus dem beobachteten Streichen das wirkliche zu finden, ist noch die Deklination der Magnetnadel in Rechnung zu bringen.

Unter Fallen einer Schicht versteht man deren Neigung gegen die wagerechte Ebene oder den Winkel, den eine in der Schichtungsfläche auf der Streichungslinie (s—t in Fig. 613) senkrecht stehende Linie (Fallinie v—f in Fig. 613) mit der wagerechten Ebene einschließt. Dieser Winkel wird mit dem Klinometer, einem an der inneren Fläche des Kompasses angebrachten Senkel, gemessen.

Da die Fallinie stets senkrecht auf der Streichungslinie steht, so ergibt sich auch das Streichen aus der Beobachtung der Fallrichtung, zu welchem Zwecke man die Nord-Südlinie des Kompasses parallel zur Fallrichtung hält und zwar so, daß der Nordpunkt des Kreises nach dem Einfallen der Schichtungsfläche gerichtet ist.



ST = Streichungsrichtung.

Fig. 612. Bergmännischer Kompaß.

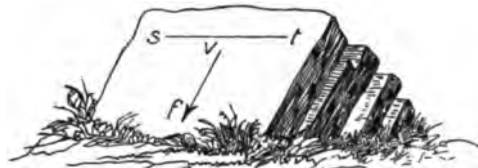


Fig. 613. Streichen und Verflächen.

Den Ort der Sperre wird man unter Beachtung der unter § 1 dargelegten Gesichtspunkte so zu wählen haben, daß, gleiche Sicherheit vorausgesetzt, bei größtem Nutzen ein kleinster Kostenaufwand entsteht.

B. Bauliches.

Talsperren gehören zu den verantwortlichsten Bauten des Ingenieurs und bedingen sorgfältigste Ausführung und Unterhaltung.

§ 1. Erddämme.

Querschnittsabmessungen und -formen.

Bei der Bemessung des Dammquerschnittes ist zunächst der Wasserdruck zu berücksichtigen.

Bezeichnet, Fig. 614,

x die Breite des Dammfußes in m,
h die Höhe des Stauspiegels über diesem in m,
γ das Raumgewicht des Wassers in t,
γ_e das Raumgewicht der Dammerde in t,
μ die Tangente des Reibungswinkels zwischen Damm und Gelände,

dann ist Sicherheit gegen Gleiten vorhanden, wenn

$$\mu \frac{hx}{2}(\gamma_e - \gamma) \geqq \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Für $\gamma = 1$, $\gamma_e = 1{,}5$ und $\mu = 0{,}5$ wird

$$x \leqq 4h.$$

Ein Damm mit den Abmessungen der Fig. 614 würde somit selbst bei den gemachten ungünstigsten Annahmen hinsichtlich der Beschaffenheit des Dammbodens gegen den größten ruhenden Wasserdruck vollständig standsicher sein. In Wirklichkeit müssen die Dämme begehbar und über den höchst möglichen Wasserspiegel hinaufgeführt sein. Das bedingt die gestrichelte Querschnittvergrößerung. Jedenfalls ist der Damm so hoch zu führen, daß er von den größten Wellen nicht überschlagen werden kann. Für die Schätzung der größten Wellenhöhe — es kann sich dabei naturgemäß nur um eine rohe Schätzung handeln — können die Formeln (19) und (20) des Zweiten Teiles benutzt werden. Man wird aber bei kleineren Becken auskommen mit einem Abstande δ der Krone über dem höchsten Stauspiegel gleich 1,0 bis 2,0 m, den man bei größeren, d. h. in der stärksten Windrichtung längeren Becken, bis zu 3,5 m vergrößern kann.

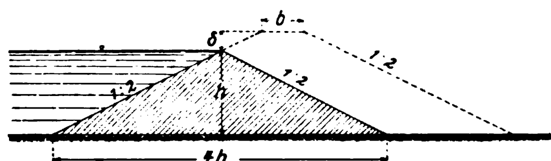


Fig. 614.

Die zulässige Gesamthöhe des Dammes richtet sich nach der Beschaffenheit des Untergrundes. Dieser ist daher in jedem einzelnen Falle besonders sorgfältig daraufhin zu prüfen, ob er mit unbedingter Sicherheit die durch den Damm und die lotrechte Seitenkraft des Wasserdruckes bewirkte Pressung ertragen kann. Es ist unmöglich und daher müßig, eine zulässige größte Stau- und Dammhöhe in allgemein gültiger Zahl anzugeben. Sie wird eben von Fall zu Fall festgesetzt werden müssen nach den Untergrundverhältnissen, der Beschaffenheit der Dammerde und nach der Art der geplanten Ausführung. Bis zu welchen Dammhöhen man heute geht, beweist der Umstand, daß für das Wasserkraftwerk am Porjusee in Schweden ein Erddamm von 50 m Höhe ausgeführt wird [37].

Die Kronenbreite b wird nicht bedingt durch die Anforderungen der Standsicherheit, sondern nur durch die des Verkehrs, je nach denen die Kronenbreite etwa 3—5 m und mehr betragen kann.

Die Böschungen lege man in einer Neigung von etwa 1 : 2 an. Ehlers empfiehlt in einer überaus lehrreichen Abhandlung [38], die Krone nicht übermäßig breit zu machen, dafür aber eine im unteren Teile allmählich flacher werdende talseitige Böschung anzuordnen: selbst bei gleichem Querschnitt würden die Kosten geringer, da sich die Massen in den unteren Dammteilen billiger einbauen ließen als in den oberen Dammteilen. Er macht diese Bemerkung, nachdem er zuvor darauf hingewiesen hat, daß ein Damm von 6 m Höhe mit 5 m Kronenbreite und zweifacher Binnenböschung für einen Meter Länge 3 cbm Boden mehr enthält als ein Damm von 3 m Kronenbreite, dessen Binnenböschung von der halben Höhe an die Neigung 1 : 4 hat. Der letztere sei daher der billigere und weit sicherere, da die Wasserfäden durch den Deichkörper in der Richtung der gestrichelten Linien liefen, Fig. 615. Nur auf der unteren Strecke werde der Böschungswinkel infolge der Durchnässung kleiner, und die Gefahr der Abrutschung der Böschung trete um so eher ein, je mehr diese Stelle belastet werde. Der schraffierte Erdkörper zwischen den beiden Begrenzungslinien bilde also keinen Schutz, sondern eine Gefahr für den Damm, sei daher ohne Bedenken zu beseitigen.

Bermen bedingen stets einen Mehraufwand an Schüttmasse, also an Kosten, da ihre Anordnung nicht etwa dazu verleiten darf, die Böschungen steiler zu machen. Sie

werden aber erforderlich zur Besichtigung und Unterhaltung der Böschungen, wenn diese wegen zu großer Steilheit und Glätte nicht mehr begehbar sind. Würde aber, Fig. 616, eine Böschung AB noch begehbar sein, eine solche AC oder BD nicht mehr, dann wäre die flachere Böschung AB vorzuziehen, da bei gleicher Bodenmasse diese standsicherer ist als die durch die Berme CD unterbrochenen Böschungen AC und DB. Jedenfalls mache man die Bermen nicht breiter, wie zu ihrer Begehbarkeit erforderlich — eine Breite von 0,5—1,0 m wird stets genügen — und gebe ihnen, ebenso wie der Krone ein Quergefälle, nach außen selbstverständlich, von 1 : 10 bis 1 : 15 zur Ableitung des Niederschlagswassers.

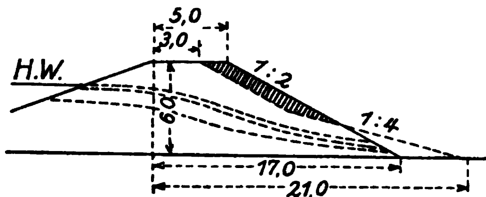


Fig. 615.

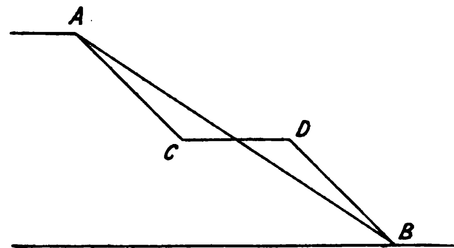


Fig. 616.

Beschaffenheit der Dammerde.

Zunächst scheiden alle torfhaltigen Erdarten aus, weil sie nicht nur durchlässig, sondern auch zu leicht sind, so daß sie zuweilen sogar auf dem Wasser schwimmen. Reiner Sandboden ist zu wasserdurchlässig. Sandige humose Ackererde lagert dichter als Sand, doch fehlt ihr ein Kleb- und Bindestoff, so daß sie den Einwirkungen bewegten Wassers nicht zu widerstehen vermag. Alle Erdarten dagegen, die Tonerde enthalten, seien es sogenannte Mergel- oder Lehmarten, die stark mit Sand versetzt sind, ja selbst solche Sandarten, die nur so viel tonartige Teile besitzen, daß die Kohäsion der Sandkörner gesichert ist, sind als passende Erdarten anzusehen.

Vielfach pflegt man anzunehmen, daß die Tonart die brauchbarste sei, die aus demjenigen Gemenge bestehe, das man bei der Herstellung der Ziegel als bestes erachtet, d. h. einen bestimmten Sandgehalt enthält. Schelten hat einige Bodenarten auf ihre Bindigkeit, Festigkeit und Verhalten gegen die Angriffe ruhigen und bewegten Wassers untersucht [39]. Er kommt dabei zu dem Ergebnisse, daß Lehm mit etwa 15—18 % Sandgehalt das geeignetste, weil festeste, Material sei. Er hat ferner festgestellt, daß, wenn der Sandgehalt unter 15 % zurückgeht, die Festigkeit nicht mehr oder doch nur wenig zunimmt. Diese Versuche haben eine sehr wertvolle Ergänzung erfahren durch solche von Wollny [40], der verschiedenprozentige Mischungen von Ton und Sand auf ihre Durchlässigkeit gegen Wasser geprüft und dabei gefunden hat, daß

1. die große Durchlässigkeit des Sandes durch Mischung mit verhältnismäßig geringen Mengen von Ton in außerordentlichem Grade vermindert wird, und daß

2. die Beimengung größerer Tonmengen über eine gewisse Grenze hinaus (30 Volumprozent) für die durch den Boden tretenden Wassermengen belanglos ist, derart, daß die betreffenden Gemische sich bezüglich ihrer Durchlässigkeit so verhalten wie der reine Ton.

Endlich geht drittens aus Wollnys Versuchen hervor, daß bei 10—20 % Sandgehalt das Gemisch die größte Undurchlässigkeit für Wasser aufweist, daß also die

Zahlen von Schelten auch begründet erscheinen hinsichtlich der Anforderung an Wasserundurchlässigkeit.

Es ist jedenfalls die zu verwendende Erde auf ihre Wasserdurchlässigkeit und Raumbeständigkeit zu untersuchen und gegebenenfalls mit aller Sorgfalt auszusuchen, selbst wenn sie aus großer, ja sehr großer Entfernung von dem zu erbauenden Damme herbeigeholt werden müßte. Zu großer Tongehalt verursacht Rissebildungen, zu großer Sandgehalt befördert die Durchlässigkeit.

Ausführung der Dämme.

Zunächst ist der Untergrund zur Aufnahme des Dammes vorzubereiten und zu dem Ende bis zum gewachsenen, dichten und von allen Fremdstoffen freien Boden auszuheben. Vor dem Aufbringen des Schüttbodens ist die freigelegte Grundfläche aufzurauhen und, wenn nötig, in erdfeuchten Zustand zu bringen.

Um einen möglichst dichten Erdkörper herzustellen, ist der Auftrag nur in Schichten von höchstens etwa 0,25 m Höhe aufzubringen. Jede einzelne Schicht ist gehörig abzuwalzen. Das Stampfen von Hand ist als zu kostspielig und unregelmäßig nicht zu empfehlen,

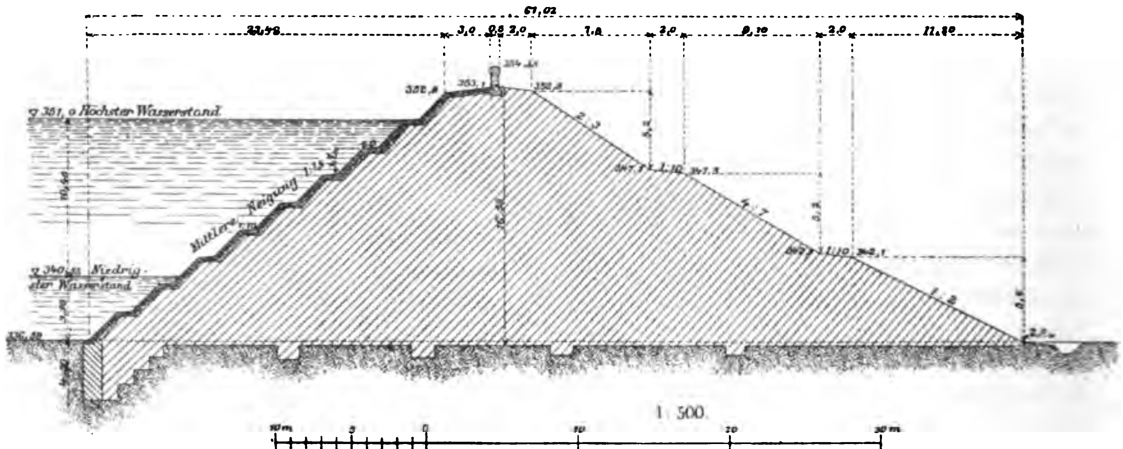


Fig. 617.

kann aber ausnahmsweise dort in Frage kommen, wo das Walzen nicht ausführbar sein sollte. Es empfiehlt sich, die lose aufgeschüttete Erdschicht zunächst mit der unbelasteten Walze so lange zu befahren, bis eine geringe Dichtung und Ebnung des Bodens erreicht ist und nach und nach die Belastung der Walze so lange zu steigern, bis eine Bewegung des Bodens vor und unter der Walze nicht mehr zu bemerken ist. Als Walzen sind die in der Landwirtschaft verwendeten geriffelten Walzen zu empfehlen, weil sie Spurrillen zurücklassen, die eine innige Verbindung der einzelnen Schichten ohne durchgehende Fugen befördern. Die Walzen sind so einzurichten, daß sie durch Wasserballast bis auf 4 t und mehr Eigengewicht gesteigert werden können. Man sollte möglichst Motorwalzen verwenden.

Bei der Schüttung hat man darauf zu achten, daß sich im Dammkörper keine Wassersäcke bilden können: es empfiehlt sich also, die Schichten mit in der Längenachse des Dammes erhöhtem Rücken oder besser noch mit einseitigem Quergefälle nach dem Becken hin anzuschütten.

Beim Liezdamm in Frankreich [41], Fig. 617, war die zur Verfügung stehende Erde sehr tonhaltig und enthielt nur ein Drittel an sandigen Massen. Sie konnte

daher künstlich mit feinem Kies gemischt werden, der mit einer mittleren Transportweite von 3567 m zur Baustelle geschafft wurde. Das Mischungsverhältnis betrug $^{2}/_{3}$ Erde auf $^{1}/_{3}$ Kies. Die Erde wurde in gleichmäßiger Stärke von 0,13 m ausgebreitet, an Ort und Stelle sorgfältig zerbröckelt und sodann mit einer 0,07 m hohen Kiesschicht bedeckt. Beide Bodenarten wurden mit einer Walzegge gemischt, wobei die Stärke der Schicht auf etwa 0,13 m herunterging.

Bei sorgfältiger Auswahl der Dammerde und guter Zusammenpressung durch Motorwalzen erreicht erfahrungsgemäß die Erdschüttung ein Gewicht von über 2,0 t/cbm. Bei zu geringem Tongehalt kann man die einzelnen Schichten bei nassem Wetter durch Bestreuen mit Pulver aus hydraulischem Kalk, bei trockenem Wetter durch Begießen mit Kalkmilch verbessern. Es genügen dazu etwa 12 l Kalkpulver für 1 cbm Schüttung.

Die Schichten sind während der Ausführung feucht zu halten. Es ist unzulässig, auf eine ausgetrocknete Schicht eine neue aufzubringen. Bei Gewinnung der Dammerde darf die Dichtigkeit der Beckensohle wenigstens in der Nähe des Dammes nicht beeinträchtigt werden [42].

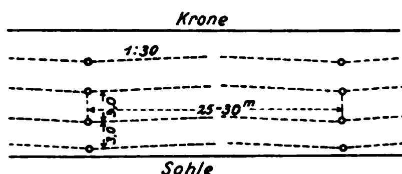


Fig. 618.



Fig. 619.

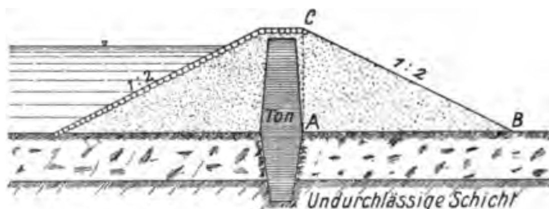


Fig. 620.

Die wasserseitige Böschung ist stets sorgfältig abzupflastern, aber erst dann, nachdem sich der Damm durch Ablagerung vollständig gesetzt hat. Die Pflasterdecke muß wasserdicht sein und deshalb mit Zementmörtel ausgegossene Fugen erhalten. Sie muß bis in die undurchlässige Gründungsschicht herabgeführt werden.

Auch die Dammkrone ist wasserdicht abzudecken. Wenn auch für die luftseitige Böschung Rasenbekleidung genügt, so ist auch hier eine sorgfältige Abpflasterung vorzuziehen, wobei das Pflaster in hydraulischem Mörtel verlegt, also wasserdicht, oder mit offenen Fugen, also durchlässig werden kann. Bei wasserdichtem Pflaster muß aber unbedingt durch eine ausreichende Anzahl von Querdrains dem etwa in den Dammkörper eingedrungenen Wasser Gelegenheit zum Austritt an der Luftseite gegeben werden. Ehlers [38] schlägt zu dem Zwecke das Drainagesystem der Fig. 618 vor, bei dem man an der Luftseite die Drainröhren in mehreren Schichten übereinander anordnet und in etwa 25—30 m Entfernung ein Querrohr zur Böschung führt. Dieses Querrohr könne, um ein Durchsickern zu verhüten, aus glasierten Muffenröhren bestehen, brauche nur 5 cm weit zu sein, müsse jedoch an seiner Mündung durch ein engmaschiges Sieb gegen das Hineinkriechen von Tieren geschützt werden.

Ist die Schütterde von Natur nicht wasserdicht und auch durch Mischung mit Ton nicht undurchlässig zu machen, dann bieten sich zwei Wege dar, die Undurchlässigkeit des Dammes herbeizuführen, und zwar durch Anordnung eines wasserdichten

Tonschlages entweder an der wasserseitigen Böschung oder aber in der Mitte des Dammes: Figuren 619 und 620. Wir glauben der ersteren Anordnung den Vorzug geben zu müssen, wenn auch die Bedenken, daß bei der zweiten Anordnung die Standsicherheit des Dammes gefährdet sei, nicht begründet sind. Macht man nämlich die Annahme, daß in Fig. 620 der wasserseitige Dammteil ganz von Wasser durchzogen, der luftseitige, rechts vom Tonkerne liegende Teil aber trocken sei, und daß der Teil *ABC* des Dammes für sich gleitsicher sein müsse, dann muß sein

$$h^2 \gamma_e \cdot \mu > \frac{\gamma_n h^2}{8} + \frac{\gamma h^2}{2}.$$

Für

$$\gamma_n = 2{,}1 - 1{,}0 = 1{,}1; \quad \gamma = 1{,}0; \quad \gamma_e = 1{,}6; \quad \mu = 0{,}5$$

ergibt sich

$$0{,}8 > 0{,}64.$$

In beiden Fällen ist, was ja selbstverständlich, der Tonschlag bis in die undurchlässige Gründungsschicht hinabzuführen.

§ 2. Mauern.

Querschnittsabmessungen und -formen.

Für die Bemessung der Höhenlage der Mauerkrone gilt das für Erddämme gesagte: nur wird man bei Mauern sich mit einer Höherführung der Krone um etwa 1,20 bis höchstens 2,0 m über den höchstmöglichen Stauspiegel begnügen, da ein etwaiges Überschlagen der Mauer durch Wellen unbedenklich sein würde. Die Tiefenlage der Gründungssohle ist von der des zur Aufnahme der Mauer geeigneten Felsens abhängig. Der Unterschied beider Ordinaten ist in die Standsicherheitsuntersuchungen als Höhe der Mauer einzuführen. Der Sicherheit wegen ist der Stauspiegel in Höhe der Mauerkrone anzunehmen.

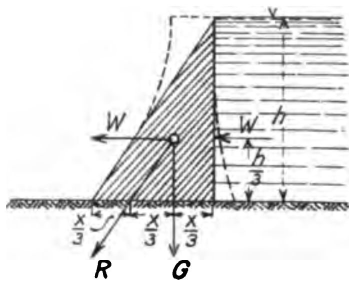


Fig. 621.

Als Ausgang für die Standsicherheitsuntersuchungen legen wir einen Dreieckquerschnitt, Fig. 621, zugrunde und bezeichnen mit

W den Wasserdruck,
G das Mauergewicht,
R die Mittelkraft aus W und G,
γ das Raumgewicht des Wassers = 1,
γ_m das Raumgewicht des Mauerwerkes.

Soll die Mittelkraft aus W und G die Grundfläche an der Kerngrenze schneiden, dann ergibt sich aus

$$G = \frac{\gamma_m x h}{2}, \quad W = \frac{\gamma h^2}{2} \quad \text{und} \quad G : W = \frac{h}{3} : \frac{x}{3}$$

$$x = h\sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_m}} = h\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}}.$$

Soll R durch den Mittelpunkt der Grundfläche gehen, dann wird

$$G : W = \frac{h}{3} : \frac{x}{6},$$

somit

$$x = h\sqrt{\frac{2\gamma}{\gamma_m}} = h\sqrt{\frac{2}{\gamma_m}}.$$

Daraus geht die große Abhängigkeit des Querschnittes oder des Materialverbrauches von γ_m hervor.

Auf Grund der zahlreichen neueren Ausführungen kann man für erste überschlägliche Untersuchungen mit einem $\gamma_m = 2{,}3$ rechnen. Der endgültigen Feststellung des Querschnittes muß aber eine sorgfältige Ermittlung des Gewichtes eines Probekörpers aus Mauerwerk vorangehen. Weiter empfiehlt es sich, bei den Standsicherheitsuntersuchungen von einem Dreieckquerschnitt mit einer Basisbreite von etwa dem Mittel aus den beiden vorstehenden Werten auszugehen, also anzunehmen

$$x = \frac{h}{2}\left(\sqrt{\frac{1}{\gamma_m}} + \sqrt{\frac{2}{\gamma_m}}\right).$$

Für $\gamma_m = 2{,}3$ wird damit

$$x \cong 0{,}80\,h.$$

Für die Ausführung ist die Krone zu verstärken — die Kronenbreite ist meist durch Verkehrsanforderungen gegeben — und die Standsicherheit durch eine wasserseitige Böschung in gerader, gebrochener oder gekrümmter Linie zu vermehren, vergl. die gestrichelten Linien in Fig. 621.

Bei der statischen Untersuchung nehme man den Wasserspiegel in Kronenhöhe der Mauer an oder rechne zum mindesten mit einer solchen Füllhöhe, wie sie mit Sicherheit niemals überschritten werden kann. Der Querschnitt der Mauer ergibt sich aus dem Verlaufe der Drucklinien für volles und leeres Becken. In beiden Fällen sind folgende Bedingungen zu erfüllen:

1. Die Drucklinie darf nicht aus dem Kern treten; es dürfen also keine Zugspannungen auftreten.

2. Die Pressung im Mauerwerk und auf den Untergrund darf eine gewisse Grenze nicht überschreiten.

3. Eine Abscherung in irgend einer wagerechten Fuge oder ein Gleiten auf der Gründungsfläche darf nicht eintreten.

Werden die vorstehenden Bedingungen erfüllt und wird die Mauer sachgemäß ausgeführt, dann ist es zu weitgehend noch einen inneren Auftrieb zu berücksichtigen. Ein solcher kann nur auftreten, wenn das Mauerwerk wasserseitig Risse zeigt. Da aber nach 1. Zugspannungen ausgeschlossen sein sollen, so können sich keine Risse bilden, es sei denn, sie würden durch Temperaturspannungen (Frostrisse) hervorgerufen. Dann würde es sich aber nur um feine Haarrisse handeln, in denen die Druckhöhe durch den Widerstand, der sich der Bewegung des eindringenden Wassers in den rauhen Kapillarrissen entgegensetzt, bald vollständig aufgezehrt sein und schon in geringem Abstande von der wasserseitigen Kante auf Null herabsinken. Das wird dadurch bestätigt, daß man bei gut ausgeführten Mauern noch nicht beobachtet hat, daß das luftseitig austretende Wasser unter Druck herausgespritzt ist: es ist vielmehr stets nur ohne Druck herausgerieselt und durchgesickert.

Anders verhält es sich mit dem Auftrieb in der Gründungssohle, mit dem Unterdruck. Den Sperrenkörper hat man selbst hergestellt und kennt deshalb zuverlässig die Beschaffenheit seines Innern. Der Felsboden, auf den man gründet, kann jedoch Risse, Spalten und kleine Hohlräume enthalten, die an irgend einer Stelle mit dem Becken in freier Verbindung stehen können, deren Vorhandensein sich aber der Kenntnis des Ingenieurs entziehen kann. Nach Versuchen von Schäfer an der Östertalsperre und von Borchardt an der Neyetalsperre [43] ist der Unterdruck am Manometer

nachgewiesen worden, und zwar in einer Größe von der ganzen bez. zwei Dritteln der Druckhöhe wasserseitig und etwa der halben Druckhöhe luftseitig. An der Östertalsperre [43] wurden, Fig. 622, eine Anzahl Mannesmannrohre von 50 bis 60 mm Durchmesser mit ihren offenen Enden auf den Felsboden aufgesetzt, die in 4 bis 5 m Höhe rechtwinklig umbogen und in den Rohrstollen der Sperrmauer mündeten. Die Enden der Rohre waren mit Gewinden versehen, auf die Manometer aufgeschraubt werden konnten. Als die Talsperre gefüllt wurde, zeigte sich an allen Manometern der erwähnte Unterdruck, der sich auch während der folgenden Betriebsjahre nicht wesentlich verändert hat.

Wenn nun auch der Unterdruck oder der Auftrieb auf die Gründungssohle von der Beschaffenheit des Felsbodens abhängig sein wird und bei geschlossener Felslage möglicherweise ganz verschwinden kann, so empfiehlt es sich doch, mit der für die Standsicherheit der Mauer ungünstigsten Annahme zu rechnen, und die besteht darin, daß die Fundamentsohle wasserseitig vom Durchgangspunkt der Schlußkraft den vollen Auftrieb und luftseitig von diesem Durchgangspunkt gar keinen Auftrieb erhält.

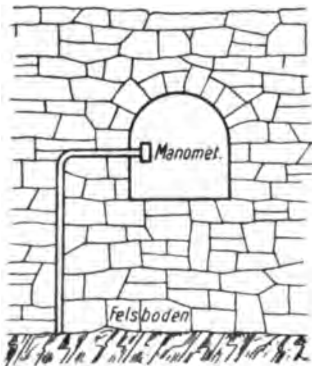


Fig. 622.

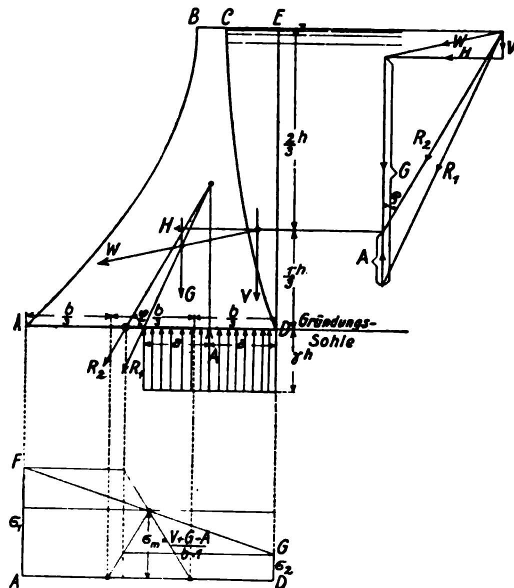


Fig. 623.

Mit diesen Annahmen wirken auf den Sperrenkörper bei gefülltem Becken die folgenden äußeren Kräfte ein, Fig. 623.

1. Die lotrechte Wasserbelastung $V =$ Fläche $CED \times \gamma$,
2. die wagerechte Wasserbelastung $H = \frac{\gamma h^2}{2}$,
3. das Gewicht des Sperrenkörpers $G =$ Fläche $ABCD \times \gamma_m$,
4. der Auftrieb $\gamma h 2 a$.

Die zeichnerische Zusammensetzung dieser Kräfte ergibt die Schlußkraft R_2 und aus dieser erhält man in bekannter Weise die Spannungsfigur $AFDG$ und die Pressungen σ_1 und σ_2.

Auf das leere Becken wirkt nur das Eigengewicht G.

Als zulässige größte Pressung σ_1 ist etwa 12,0 kg/qcm zu rechnen.

Die dritte Bedingung der Standsicherheit ist erfüllt, wenn unter Vernachlässigung der Scherspannung

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{H}{G + V - A}$$

kleiner ist als der Reibungswinkel.

Setzt man

$$H = \frac{\gamma h^2}{2} \text{ und } G + V - A = N,$$

dann wird unter der soeben gemachten ungünstigen Annahme der Vernachlässigung der Scherspannung

$$\frac{\gamma h^2}{2N} \leqq \mu.$$

Die Zahl μ der gleitenden Reibung darf man gleich 0,75 setzen, entsprechend einem Winkel $\varphi = 37°$.

Somit erhält man

$$\frac{\gamma h^2}{2N} \leqq 0{,}75$$

oder

$$\frac{\gamma h^2}{2} \leqq \frac{3}{4} N.$$

Die endgültige Feststellung des Querschnittes erfolgt nun auf dem Wege des Versuchens, d. h. es wird zunächst ein Querschnitt angenommen und untersucht und dann solange abgeändert, bis er den gestellten Anforderungen genügt. Dabei sind die Massen so anzuordnen, daß sie möglichst günstig wirken und das Hin- und Herpendeln der Drucklinie bei leerem und gefülltem Becken in möglichst engen Grenzen halten. Man wird die Drucklinie bei leerem Becken möglichst nahe der wasserseitigen Kernlinie zu halten suchen, um bei gefülltem Becken einen möglichst großen Drucküberschuß wasserseitig zu erreichen. Die Forderung, daß der Druck im Mauerwerk an der Wasserseite größer sein soll als der hydrostatische Druck ist als zu weitgehend zu verwerfen.

Man hat bei der Ausbildung des Querschnittes alle scharfen Ecken und Kanten in den äußeren Mauerflächen zu vermeiden, um gleichmäßige Spannungsübergänge zu schaffen. Wenn auch bei der Wichtigkeit solcher Untersuchungen sowohl das rechnerische als auch das zeichnerische Verfahren durchzuführen sein wird, so würde doch bei genügend großem Maßstabe der Zeichnung das letztere allein genügen. Die Ermittlung der Spannungen bleibt doch das Endziel der Untersuchung, und grobe Fehler würden ohne weiteres aus der zeichnerischen Darstellung der Kantenpressungen σ, Fig. 624, zu erkennen sein, da bei stetigem Verlaufe der Querschnittbegrenzung auch diese eine gewisse Stetigkeit aufweisen müssen, also eine Kantenpressung, die einen unsteten Verlauf der Spannungslinie bedingen würde, mit Sicherheit als fehlerhaft angesehen werden müßte.

Die Ausführung der statischen Untersuchung kann ihrer Einfachheit halber hier übergangen werden: man wird von der Mauerkrone aus den Sperrenkörper in eine Anzahl gleich hoher Streifen mit wagerechten Fugen einteilen und, von oben nach unten fortfahrend, die auf die einzelnen Streifen einwirkenden äußeren Kräfte ansetzen und daraus den Verlauf der Drucklinien für volles und leeres Becken und die entsprechenden Kantenpressungen σ_x ermitteln.

Gegen das hier erörterte und empfohlene Verfahren sind in neuerer Zeit Bedenken erhoben, die zahlreiche Erörterungen über den Spannungszustand in Talsperren hervor-

gerufen haben. Von diesen Erörterungen kommt einer Arbeit von O. **Mohr** [44] eine grundlegende Bedeutung zu. **Mohr** geht aus von der Betrachtung eines Querschnittes *ABCD*, Fig. 625. Ist dessen Dichte und die Höhe des Stauspiegels gegeben, so lassen sich die von jedem wagerechten Schnitt *FH* aufzunehmenden äußeren Kräfte, die lotrechte Kraft *S* und die wagerechte Schubkraft *T*, nach Größe und Lage bestimmen. Dabei sind die Gesetze maßgebend, nach denen sich die Kräfte *S* und *T* über die Schnittfläche *FH* verteilen. **Mohr** hebt dabei hervor, daß die Ermittlung der Spannungszustände aller Teile der Mauer eine statisch **bestimmte** Aufgabe wird, sobald von jenen beiden Gesetzen **eins** gegeben oder willkürlich angenommen ist, da das eine Gesetz das andere bedingt. Es ist daher durchaus unzulässig, in betreff **beider** Gesetze willkürliche Annahmen zu machen. Für die zur *X*-Achse parallelen wagerechten Schnitte *FH*, *CD* werden die Normalspannungen mit σ_x, die Schubspannungen mit τ_x bezeichnet; für die zur *Y*-Achse parallelen lotrechten Schnitte, z. B. *KL*, tragen diese Spannungen die Bezeichnungen σ_y, τ_y.

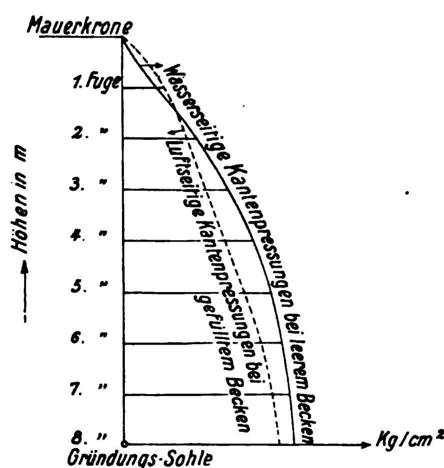


Fig. 624.

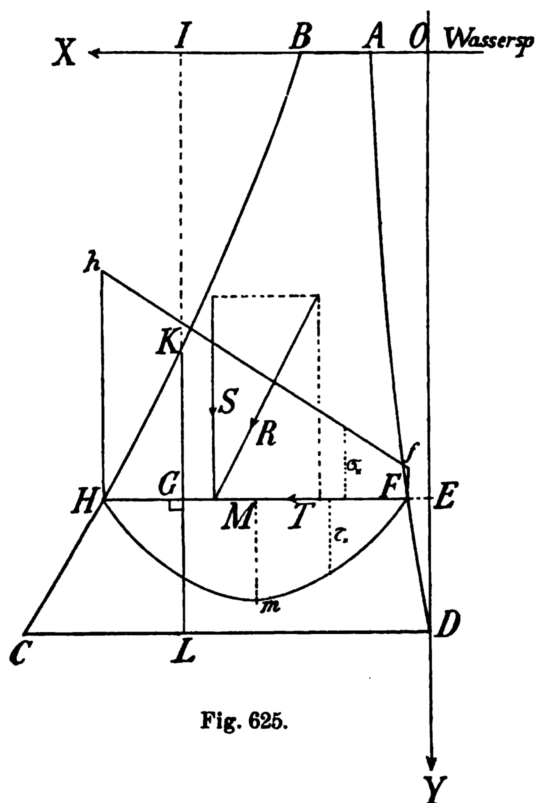


Fig. 625.

Mohr unterscheidet nun folgende Annahmen:

Erste Annahme. Meistens wird angenommen, daß die Verteilung der Spannungen σ_x über einen wagerechten Schnitt *FH* näherungsweise durch eine Trapezfläche *HhfF* dargestellt werden kann. Dabei beschränkt man sich in der Regel auf die Berechnungen der Normalspannungen σ_x, indem man sich sagt, daß die Spannungen σ_y, τ_x, τ_y dem Bestande des Bauwerkes nicht gefährlich werden können.

Zweite Annahme. Die eben genannte Voraussetzung wurde in neuerer Zeit lebhaft bestritten auf Grund einer zweiten Annahme, nach der die Verteilung der **Schubspannungen** τ_x über die wagerechte Schnittfläche *FH* dargestellt werden soll durch ein **Parabelsegment** *FMHm*, dessen lotrechte Achse *Mm* durch den Mittelpunkt *M* des Schnittes geht, und dessen Grenzordinaten in den Punkten *F* und *H* gleich Null sind.

Mohr hebt nun hervor, daß man irrtümlicherweise geglaubt hat, die beiden Annahmen gleichzeitig anwenden zu dürfen, und daß man hieraus gefolgert hat, daß in der linkseitigen Hälfte einer Mauer von der Form der Fig. 625 sehr gefährliche Zugspannungen σ_y auftreten müßten. Weiter beweist nun Mohr an Beispielen, daß die Vereinigung beider Annahmen nur zulässig ist bei einer Mauer von rechteckigem Querschnitt, weil in diesem besonderen Falle die eine Annahme aus der anderen folgt. In jedem anderen Falle steht die Vereinigung im Widerspruch mit den Gleichgewichtsbedingungen.

Auf Grund der von ihm an verschiedenen Zahlenbeispielen durchgeführten Ermittlungen kommt Mohr zu dem überzeugenden Schlußergebnisse, daß die erste Annahme als brauchbar und wahrscheinlich, die zweite dagegen als unbrauchbar und sehr unwahrscheinlich zu bezeichnen ist. Die erste Annahme führt zu Spannungen, die der günstigsten Verteilung sich annähern und daher von den wirklich eintretenden Spannungen nicht weit abweichen werden. Dagegen ergibt die zweite Annahme eine sehr ungleichmäßige und deshalb unwahrscheinliche Verteilung der Spannungen σ_x.

Diese Unwahrscheinlichkeit folgert Mohr mit Recht auch daraus, daß ausgeführte Staumauern sich als durchaus standsicher erwiesen haben, während ihr Bestand im höchsten Grade gefährdet sein würde, wenn die Rechnungsergebnisse der zweiten Annahme wirklich eintreten sollten.

Diese Vergleichung der beiden Annahmen in bezug auf ihre Wahrscheinlichkeit leitet Mohr mit folgenden beherzigenswerten Worten ein:

»In technischen Mitteilungen über statisch unbestimmte Aufgaben der hier vorliegenden Art tritt vielfach die Ansicht zutage, daß eine exakte Lösung möglich sei, wenn nur die mathematischen Schwierigkeiten überwunden werden könnten. Man spricht von der ‚wahren‘ Drucklinie eines Gewölbes, von dem ‚wirklichen‘ Erddruck gegen eine Stützmauer in der Meinung, daß unter den unendlich vielen statisch möglichen Lösungen eine bestimmbare die wahre oder die wirkliche sein müsse. Ich glaube, daß diese Meinung auf einer irrtümlichen Auffassung beruht. Wäre man imstande, die inneren Kräfte in zehn Bauwerken, die in den für die Berechnung maßgebenden Umständen sich nicht voneinander unterscheiden, genau zu messen, so würde man wahrscheinlich zehn Ergebnisse erhalten, die alle, und zwar nicht unerheblich, voneinander abweichen. Man würde ferner finden, daß diese Abweichungen mit der Zeit sich ändern, daß sie heute andere sind als morgen oder nach einem Jahre. Ein chinesisches Sprichwort lautet: ‚Ein Gewölbe schläft niemals‘. Das gilt nicht nur von Gewölben, sondern auch von anderen Bauwerken, insbesondere von solchen, die aus Mauerwerk hergestellt sind. Solange der Mörtel im Mauerwerk nicht vollkommen erhärtet ist, finden langsame, meist unelastische Formänderungen und Bewegungen statt. Jede solche Bewegung hat eine Änderung der Spannungszustände zur Folge, und es ist ein Glück für den Ingenieur, daß diese Änderungen in der Regel nicht von schädlicher, sondern im Gegenteil vermöge ihrer Natur von nützlicher Beschaffenheit sind. Denn sie bestehen darin, daß der Mörtel den schärferen Spannungen ausweicht, wodurch eine Ausgleichung, eine gleichmäßigere Verteilung der inneren Kräfte herbeigeführt wird. Selbstverständlich werden diese Spannungsänderungen bedingt und begrenzt einerseits durch die Gleichgewichtsbedingungen und andererseits durch die Bewegungsfähigkeit des Mörtels. Ein langsam bindender und langsam erhärtender Mörtel wirkt günstiger als ein rasch erhärtender, der unelastische Formänderungen erschwert und zur Bildung von Rissen und Sprüngen geneigt ist. Hierin liegt wohl der Grund,

weshalb erfahrene Ingenieure den langsam erhärtenden Traßmörtel dem Zementmörtel vorziehen, wobei ferner noch in Betracht kommt, daß der Traßmörtel infolge der gleichmäßigeren Zusammenpressung eine größere Wasserdichtigkeit gewährt.

Wären die oben bezeichneten Eigenschaften des Mauerwerkes vollkommen, so würden die Formänderungen bei unveränderlichen äußeren Kräften erst ihren Abschluß finden, wenn die inneren Kräfte die möglichst gleichmäßige, also möglichst günstige Verteilung erreicht haben. Diese Annahme würde freilich zu weit gehen; sie gewährt aber dennoch eine geeignete Rechnungsgrundlage, wenn die möglichen Abweichungen von jener günstigsten Annahme durch eine geeignete Wahl der zulässigen Spannungsgrenzen abgeschätzt werden. Die Fähigkeit des Schätzens wird nicht nur hier, sondern bei allen Aufgaben des Ingenieurs in Anspruch genommen. Man wird nicht hoffen dürfen, mit Hilfe der Elastizitätslehre zu einem zuverlässigeren Ergebnisse gelangen zu können, weil die Bewegungen, welche die Spannungszustände erzeugen, nicht nur elastisch, sondern hauptsächlich unelastisch sind. Auch von Versuchen in Laboratorien, wie sie z. B. in England mit Modellen aus Holz und Kautschuk angestellt worden sind, werden zuverlässige Aufschlüsse kaum zu erwarten sein, weil die hier in Betracht kommenden Eigenschaften des Mauerwerkes im Modell nicht nachzuahmen sind, und weil die Messung der inneren Kräfte mit großen Schwierigkeiten verbunden ist.«

Zur Verhinderung von lotrechten Schwindrissen infolge von Temperaturbewegungen ist die Sperrmauer im Grundriß nach einem Kreisbogen gegen das Becken hin zu krümmen, die Gewölbewirkung jedoch bei der statischen Untersuchung nicht zu berücksichtigen. Wenn nun auch die Wirkung der Bogenform erst nach begonnener Zerstörung der Mauer beginnt, d. h. nachdem der Zusammenhang der Masse durch lotrechte Risse aufgehoben ist, so sollte man doch nicht auf die aus der Bogenform sich ergebenden praktischen Vorteile verzichten.

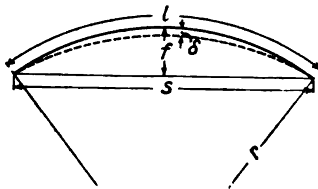


Fig. 626.

Nach Bachmann [45] ist, Fig. 626, die Durchbiegung δ in der Mitte eines Mauerbogens

$$\delta = \frac{3}{16}\frac{s}{f}\Delta l,$$

wo s die Sehnenlänge, f die Pfeilhöhe und Δl die Längenänderung bedeuten.

Bei einem Unterschiede von t^0 zwischen der höchsten Sommer- und niedrigsten Wintertemperatur des Mauerwerkes und einer Ausdehnungsziffer α der Länge würde für eine l m lange Mauer sich berechnen

$$\Delta l = \alpha \cdot l \cdot t$$

für $\alpha = 0{,}0000038$, $t = 12^\circ$ C und $l = 407{,}5$ m — entsprechend einem Halbmesser $r = 600$ m, einem $f = 34$ m und $s = 398{,}2$ m — würde die Längenänderung betragen

$$\Delta l = 0{,}0000038 \cdot 407{,}5 \cdot 12 = 0{,}0186 \text{ m},$$

woraus

$$\delta = \frac{3}{16} \cdot \frac{398{,}2}{34} \cdot 0{,}0186 = 0{,}041 \text{ m}.$$

Wenn das Mauerwerk in der heißen Jahreszeit ausgeführt ist, so ist die Mauer in der Gewölberichtung bei der höchsten Sommertemperatur spannungslos, während infolge der Zusammenziehung im Winter entsprechend der Längenänderung des Mauerbogens Zugspannungen und lotrechte Risse eintreten. Die berechnete Durchbiegung

würde also eintreten können, ohne daß Druckspannungen in dem Gewölbebogen hervorgerufen werden.

Nach Bachmann beträgt die Durchbiegung einer 57 m hohen Mauer mit dreieckigem Querschnitt, dessen Grundlinie gleich zwei Drittel der Höhe ist, bei Annahme einer Elastizitätsziffer von nur 30000

$$\delta = \frac{0{,}007646 \cdot h^2}{2E} = \frac{0{,}007646 \cdot 5700^2}{2 \cdot 30000} = 4{,}14 \text{ cm},$$

so daß für die betrachtete Mauer die Gewölbwirkung ganz fortfallen kann.

Eine eingehendere Verfolgung des Temperatureinflusses wird aber, wie Bachmann betont, erst dann möglich sein, wenn über das elastische Verhalten der Talsperren ausreichende Beobachtungen vorliegen.

Bei der Bemessung des Krümmungshalbmessers ist zu beachten, daß mit der Abnahme desselben die Länge der Mauer zunimmt. Allgemein läßt sich nur empfehlen, den Halbmesser so groß zu nehmen, daß die Bogenform eine hinreichende Sicherheit dafür bietet, daß die Mauer bei auftretenden Bewegungen nicht talwärts ausbiegt.

Man pflegt demgemäß den Halbmesser gleich der ein- bis anderthalbfachen Sehnenlänge zu nehmen. Die Anordnung von Temperaturfugen zur gefahrlosen Aufnahme der Längenänderungen ist mit Rücksicht auf die Wasserdichtigkeit der Mauer ausgeschlossen. Man wird daher bestrebt sein, die auftretenden Formänderungen durch den Baustoff nach Möglichkeit zu erleichtern. Ein möglichst elastischer Mörtel wird die Ausführung von Bewegungen, die ja in der Hauptsache im oberen Teile der Mauer auftreten, am leichtesten gestatten. Ein langsam bindender und langsam erhärtender Mörtel wirkt günstiger als ein rasch erhärtender, der unelastische Formänderungen erschwert und die Bildung von Rissen und Sprüngen befördert. Die erwähnten Vorzüge sind dem Traßmörtel zu eigen, bei dem ferner in Betracht kommt, daß er infolge einer gleichmäßigeren Zusammenpressung eine größere Wasserdichtigkeit gewährt. Allerdings würden sich diese Vorteile eines solchen Mörtels zum Nachteile umgestalten, wenn nicht auf die ausgleichende Wirkung der Bogenform zu rechnen wäre.

Bei längeren Mauern ist von der statischen Wirkung der Gewölbeform ganz abzusehen. Dagegen lassen steile felsige Wände und ein enges Tal die Wirkungsweise als Gewölbe praktisch erscheinen, wie denn auch die amerikanischen Ingenieure in solchen engen Tälern mit Vorteil hiervon Anwendung gemacht haben.

Baustoffe.

Die aus Steinbrüchen in möglichster Nähe der Talsperre zu gewinnenden Steine müssen durchaus gesund und wetterbeständig sein. Ihre durch sorgfältige Versuche festzustellende Druckfestigkeit ist der Beanspruchung des Mauerwerkes zugrunde zu legen. Ihr Verhalten unter dem Einfluß der Witterung ist durch mindestens einjährige Lagerung von Probesteinen im Freien klarzustellen, wobei darauf zu achten ist, daß die Steine vor Eintritt von Frost die Bruchfeuchtigkeit verloren haben. In [42] wird außerdem gefordert, daß ungeeignete Lagen der Steinbrüche sorgfältig auszuscheiden sind. Die Lage und der Betrieb der Steinbrüche darf weder die Sperrmauer noch deren Ausführung gefährden.

Alle zur Beton- und Mörtelbereitung verwendeten Stoffe — Wasser, Sand, Kies oder Steinschlag — müssen rein sein, um eine feste Verbindung der einzelnen Bestandteile durch das Bindemittel zu ermöglichen.

Von der größten Wichtigkeit ist die Beschaffenheit des Sandes. Am besten ist gemischt-körniger Sand, weil er die wenigsten Hohlräume hat. Von mehreren Sanden der gleichen Herkunft verdient der den Vorzug, der beim Einfüllen in das gleiche Maßgefäß das höchste Gewicht ergibt. Scharfer Sand mit rauher Oberfläche ist besser als Sand aus runden Körnern. Je besser der Sand, um so kleiner ist der Zusatz an Zement, Kalk und Traß. Es sind daher vergleichende Festigkeitsbestimmungen mit verschiedenen, in weiterem Umkreis vorkommenden Sandsorten unerläßlich.

Kies kommt als Flußkies und Grubenkies vor. Für die Verwendung von Kies zur Betonbereitung spricht der Umstand, daß oft in ihm alle Korngrößen vertreten sind, sein Gesamtporengehalt daher verhältnismäßig klein ist. Ist dem Kies Sand beigemengt, dann entsteht bei der Betonbereitung eine nennenswerte Arbeitsersparnis. Da im Flußkies der Sandanteil meist gering ist, auch die Körner glatter sind als bei Grubenkies, er auch häufig durch fremde Bestandteile verunreinigt ist, so ist Grubenkies im allgemeinen vorzuziehen, aber durch Waschen von allen lehmigen Beimengungen sorgfältig zu befreien.

Das beste Schottermaterial liefern die sogenannten Hartgesteine: Granit, Gneis, Quarzit, Grauwacke, Grünstein, Basalt usw. Die Steine sollen möglichst grobkörniges Gefüge haben, weil sich dann viel Grus ergibt. Dieser bildet durch Ausfüllen der größeren Hohlräume einen wertvollen Bestandteil des Schotters und ist daher nicht auszusieben.

Da der zu Talsperren verwendete Beton und Mörtel tunlichst wasserdicht sein muß, so ist dem Zementmörtel hydraulischer oder auch Fettkalk zuzusetzen. Traßbeton und Traßmörtel eignen sich deshalb besonders gut für Talsperren, weil sie eine Verzögerung der Erhärtung herbeiführen.

Die Zusammensetzung des Betons und des Mörtels ist für jede Talsperre besonders zu bestimmen.

Für Talsperren eignen sich Mörtel in der Zusammensetzung (in Raumteilen) 1 Zement + 4 hydraulischer Kalk + 10 Sand, 1 Zement + 1 Fettkalk + 5 Sand, 1,5 Traß + 1 Kalkteig + 1,75 Sand. Der letztere Mörtel ergibt eine Ausbeute von 3,2 Raumteilen und erfordert für 1 cbm Mörtel: 500 kg Traß, 340 l gelöschten Kalk und 560 l Sand. Er erreicht im Mittel folgende Festigkeiten:

Zugfestigkeit:	Nach 6 Wochen	15,0 kg/qcm,	nach 18 Wochen	21,5 kg/qcm,	
Druckfestigkeit:	» 6 »	98,0 » ,	» 18 »	180,0 »	

Dieser Mörtel wird unter Wasser fester als an der Luft; bei der Lufterhärtung wirkt ein geringer Zementzusatz günstig. Er bleibt länger elastisch als reiner Zementmörtel und erreicht eine Dichtigkeit von 3 bis 4.

Durch Zusatz von Traß zum Zementmörtel wird ein noch festerer Mörtel als Kalktraßmörtel erzeugt; gleichzeitig wird der Zementmörtel geschmeidiger, dichter und häufig auch billiger.

Für den Beton eignen sich Mischungen von — in Raumteilen — 1 Zement + 1,5 Traß + 1 Kalk + 5 Sand + 8 Schotter oder auch etwa 1,3 Zement + 1,0 Traß + 0,6 Kalk + 5 Sand + 9 Schotter.

Diese Zahlen werden aber mit dem ausdrücklichen Vorbehalt gegeben, daß in jedem einzelnen Falle die Zusammensetzung durch Sonderversuche zu ermitteln ist.

Ausführung der Mauern.

Über die Zubereitung des Mörtels, die Herstellung des Mauerwerkes und Betons bringt die Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken [42] zweckmäßige Vorschriften.

Zunächst ist die Baugrube so tief auszuheben, bis der gesunde, dichte und tragfähige Felsboden erreicht wird. Alsdann ist der zutage gelegte Felsboden allenthalben auf das sorgsamste mit Hilfe von Wasserstrahlen von etwaigen erdigen Bestandteilen zu reinigen. Auf die so vorbereitete Sohle ist entweder nach Fig. 627a das Mauerwerk unmittelbar aufzuführen oder aber es wird zunächst nach Fig. 627b eine Lage von Stampfbeton, die oben treppenförmig abzustufen ist, eingebracht. Die beiderseitigen Zwickel *ABCF* und *EDHG* sind entweder auszumauern oder mit Beton auszustampfen.



Fig. 627a.

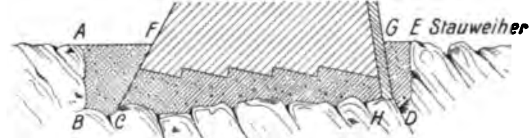


Fig. 627b.

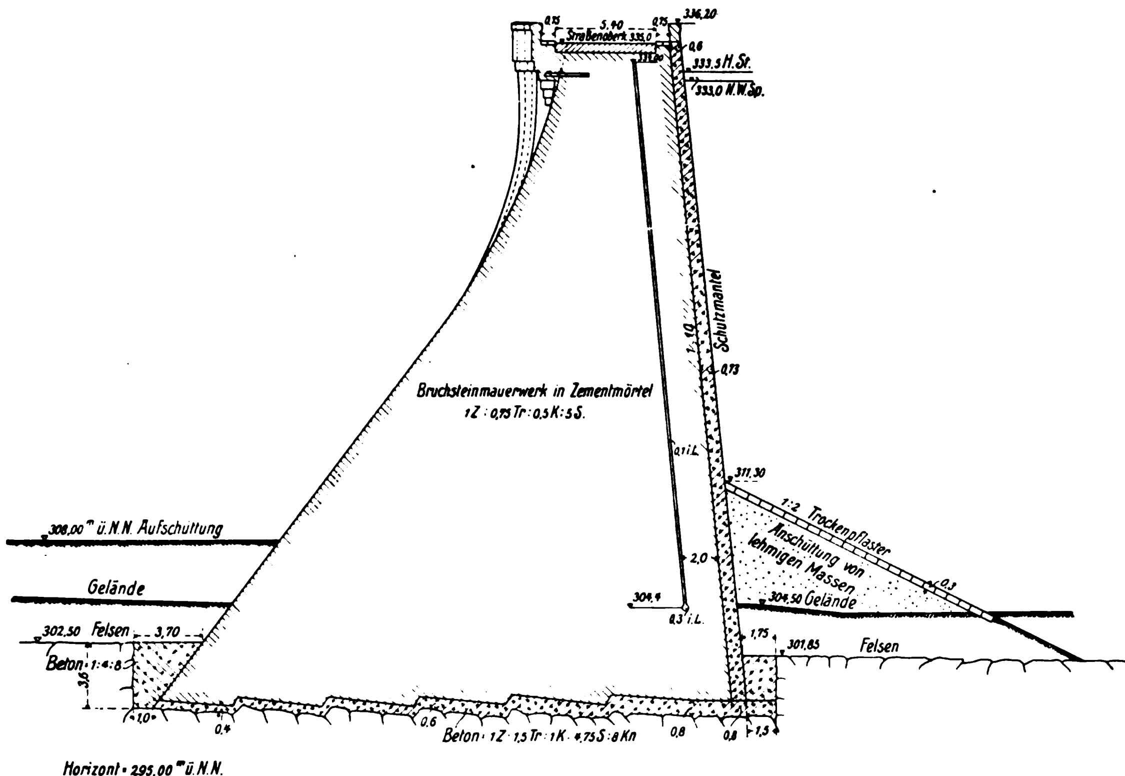


Fig. 628. Querschnitt der Mauer bei Bogenpunkt 12.

Dabei ist auf die wasserdichte Ausfüllung des wasserseitigen Schlitzes ganz besondere Sorfalt zu verwenden. Ob die Ausgleichung der Sohle durch eine Betonschicht dem unmittelbaren Aufmauern vorzuziehen ist, ist eine offene Frage. Bei sorgfältiger Ausführung kann mit Mauerwerk eine gleich dichte Anpassung an die Unebenheiten der Sohle erreicht werden wie mit Beton. Etwaige Risse in der Felssohle werden, soweit dieses möglich sein wird, mit Zementmörtel zu vergießen sein. Etwa auftretende Quellen sind zu fassen und in der Mauer hochzuführen.

Das Mauerwerk selbst ist ohne durchgehende Lagerfugen als möglichst unregelmäßiges Zyklopenmauerwerk herzustellen, damit der fertige Sperrenkörper einen wirklichen Monolithen darstelle. Für die Außenflächen sollte ein ausgesucht gutes Material verwendet werden. Die Beförderung von Baustoffen auf frischem Mauerwerk ist unbedingt zu verwerfen, vielmehr auf besonderen Gerüsten oder mit Kabelbahnen zu bewirken. Dagegen kann sie auf erhärtetem Mauerwerk erfolgen, falls zur Verteilung des Druckes genügende Unterlagen verwendet werden. Ist unvollendetes Mauer-

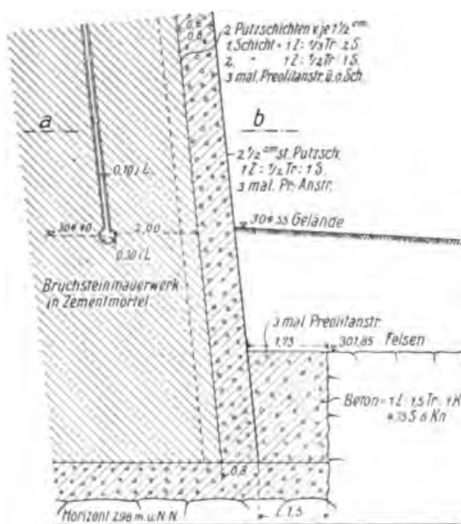


Fig. 629. Wasserseitiger Mauerfuß.

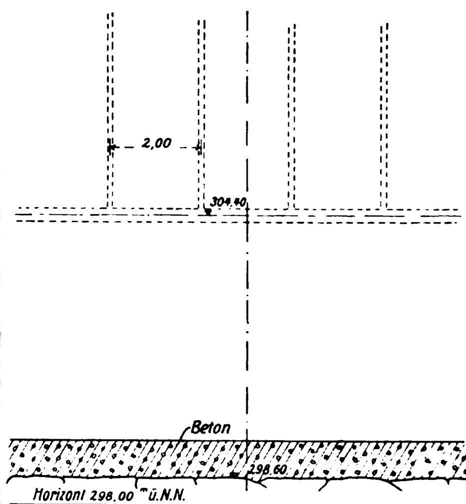


Fig. 630. Lage der Entwässerungsrohre.

werk dem Froste ausgesetzt gewesen oder aus einem anderen Grunde die Aufmauerung längere Zeit unterbrochen gewesen, dann ist die Oberfläche des Mauerwerkes aufzuspitzen und der gefrorene oder sonst beschädigte Mörtel unter Anwendung eines Wasserstrahles sorgfältig zu entfernen. Bei Eintritt des Winterfrostes sind die Maurerarbeiten einzustellen und ist das Mauerwerk durch sorgfältige Abdeckung oder in den tiefen Lagen durch Überstauung mit Wasser gegen Frostschäden zu schützen.

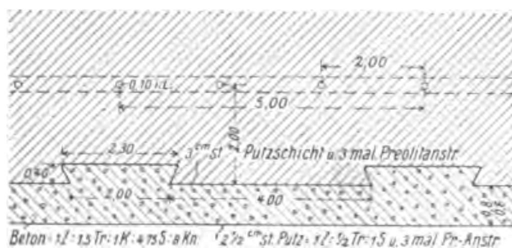


Fig. 631. Schnitt $a—b$ (629).

Entwässerung des Mauerinnern.

Das etwa in die Mauer eingedrungene Sickerwasser ist durch eine wasserseitig anzuordnende Drainage sowohl in wagerechtem als auch in lotrechtem Sinne in den Rohrstollen abzuleiten: vergl. Figuren 628 bis 633, welche die diesbezüglichen Anlagen bei der Weißeritz-Talsperre Malter darstellen. Die lotrechten Sickerleitungen werden aus unglasierten, mit Sickerlöchern versehenen Tonrohren hergestellt und münden in wagerechte glasierte Tonrohre, die nur auf der oberen Seite Sickerlöcher besitzen und die ihrerseits das Sickerwasser in den Rohrstollen leiten, vergl. Fig. 633. Oder aber es werden nach Figuren 634 a und b, Talsperre Marklissa, die wagerechten Sickerleitungen

begehbaren Beobachtungsstollen von etwa 0,8 m Breite und 1,8 m Höhe zugeführt und erst von diesen aus in den Rohrstollen geleitet. Diese Beobachtungsstollen haben den Vorzug, daß man den Ort einer wasserdurchlässigen Stelle ungefähr feststellen kann; auch können sie dazu dienen, durch Anbringung von Thermometern die Temperaturen im Mauerinnern zu messen.

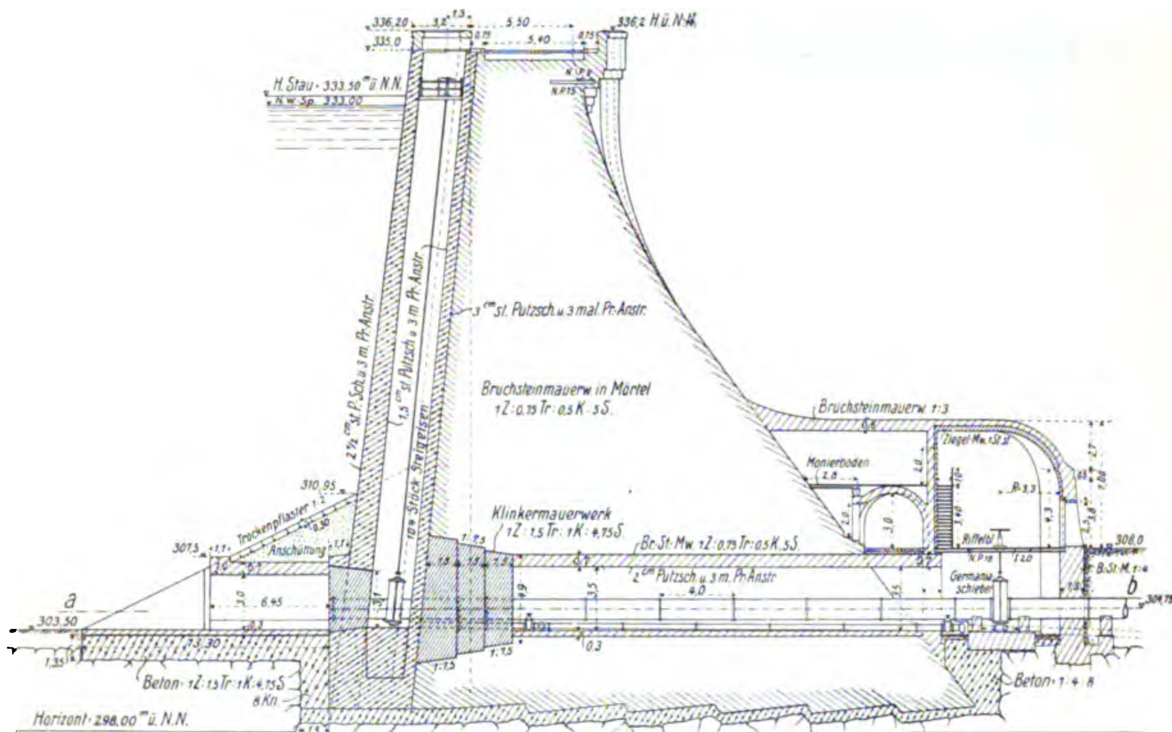


Fig. 632. Querschnitt der Mauer in Stollenachse.

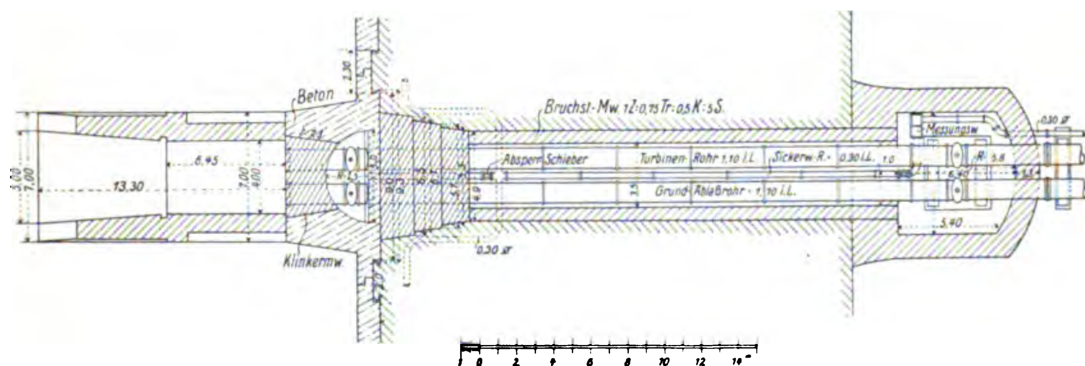


Fig. 633. Schnitt a—b (632).

Im Rohrstollen ist das Wasser in einer besonderen Rohrleitung nach einem kleinen Meßwehr zu führen, das in dem an der Luftseite der Mauer befindlichen Schieberhause untergebracht werden kann: vergl. Figuren 632 und 633.

Abdichtung der wasserseitigen Mauerfläche.

Das Wasser ist vom Inneren des Mauerwerkes fernzuhalten. Zu dem Ende empfiehlt sich nach Figuren 629 bis 632 zunächst die Anbringung einer etwa 3 cm starken Putzschicht in einer Mischung von etwa 1 Zement + 0,5 Traß + 1 Sand, die dreimal mit Preolit zu streichen ist. Es fragt sich nun, ob es vorteilhaft ist, diese Dichtungsschicht zum Schutz gegen äußere Angriffe noch mit einem besonderen Schutzmantel aus Beton oder Mauerwerk abzudecken. Beiläufig sei bemerkt, daß der Schutzmantel für die statische Berechnung nicht berücksichtigt werden darf. Der Nachteil, daß damit

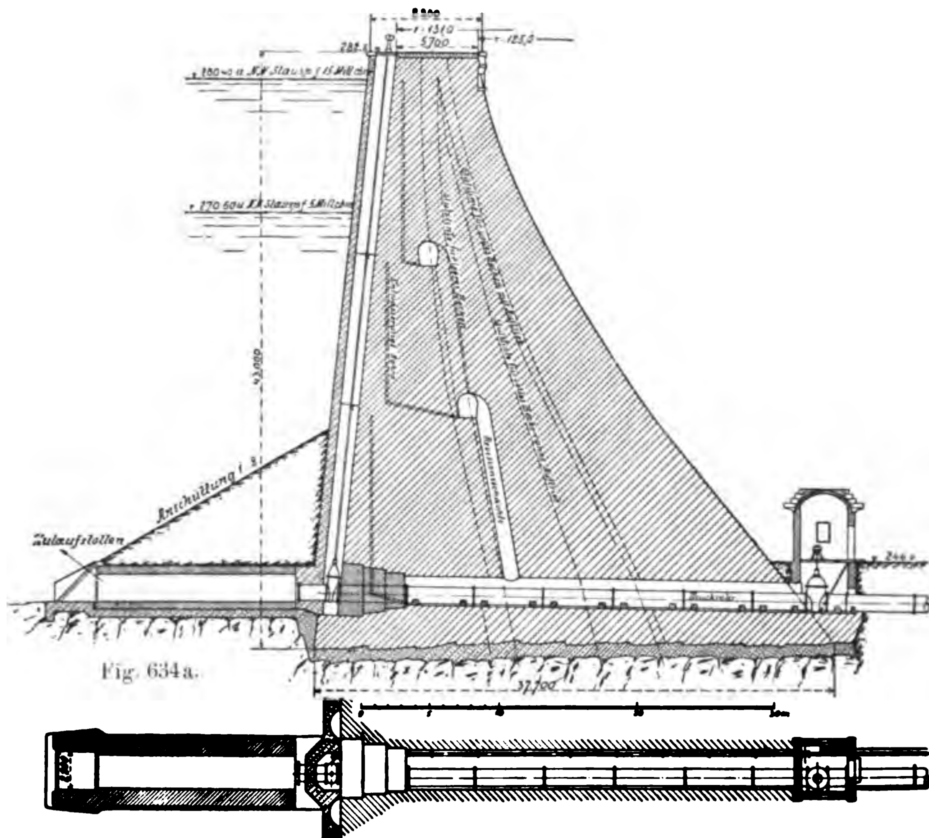


Fig. 634b.

Fig. 634a und 634b. Querschnitt durch die Sperrmauer des Quais bei Marklissa und Grundriß des Druckstollens mit Druckrohr. Erbaut nach Entwürfen von O. Intze, 1903—1906.

die Putzschicht der Beobachtung entzogen wird, ist nicht zu verkennen; jedoch hat es sich bei den ausgeführten Sperren gezeigt, daß ein solcher Mantel einen vortrefflichen Schutz gegen Frost, Wellenschlag und Sonnenbestrahlung bildet. Man pflegt den Betonschutzmantel nach Fig. 631 schwalbenschwanzförmig einzubinden. Er erhält dann seinerseits abermals eine Putzschicht wie in Fig. 631 angegeben.

Da der Schutzmantel am stärksten den Temperatureinflüssen ausgesetzt ist, so könnten die dadurch bewirkten Spannungen Risse herbeiführen, denen durch Ausgleichungsfugen zu begegnen ist. Diese lotrechten Fugen sind in etwa 10 m Abstand anzuordnen und etwa nach Fig. 635 auszubilden. Da ferner der Mantel der Höhe nach

Fig. 638. Querschnitt durch den oberen Teil der Sperrmauer.

Fig. 639. Längsentwässerung der Straße über der Sperrmauer.

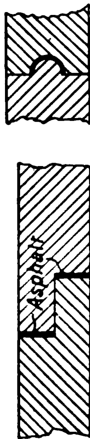


Fig. 635. Fig. 636.

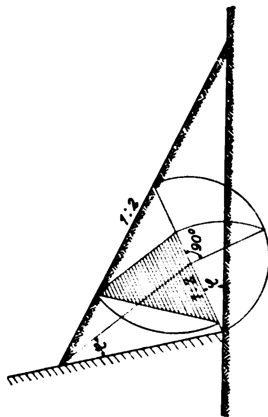


Fig. 637.

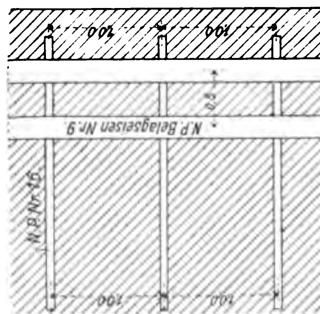


Fig. 640. Draufsicht auf die Eisenkonstruktion.

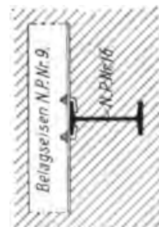


Fig. 641.

nur schichtweise ausgeführt werden kann, so ist es empfehlenswert, die oberen Schichten nach Fig. 636 auf die unteren aufzusetzen.

Die Ausführung des Schutzmantels wird wesentlich dadurch erleichtert, daß die wasserseitige Mauerfläche geradlinig angeordnet wird, seine innige Verbindung mit dem Mauerkörper aber dadurch befördert, daß die wasserseitige Mauerfläche gegen die Lotrechte geneigt wird, vergl. Fig. 629.

Es sei nochmals hervorgehoben, daß die Schließung des Baugrubenschlitzes am wasserseitigen Mauerfuß mit der allergrößten Sorgfalt zu bewirken ist, denn hier sucht sich das Wasser mit vollem Druck den Weg nach der Gründungssohle. Schutzmantel und Isolierschichten sind mit in den Schlitz hinabzuführen.

Zur weiteren Dichtung des wasserseitigen Mauerfußes ist eine etwa 1,5 m starke Tonschicht, die von einer Lehmanschüttung überdeckt wird, durchaus empfehlenswert, vergl. Fig. 628. Bei der statischen Untersuchung der Mauer ist der durch letztere hervorgerufene Erddruck, der nach Fig. 637 zeichnerisch zu ermitteln ist, und der senkrecht zur Mauerfläche wirkend anzunehmen ist, zu berücksichtigen.

Ausbildung der Mauerkrone.

Die Kronenbreite richtet sich nach den Anforderungen des über die Mauer zu leitenden Verkehrs, zu dessen Schutz beiderseitige Brustwehren erforderlich werden. Bei der Ausbildung des Verkehrsweges ist auf seine gute Entwässerung zu achten, vor allem muß aber die Mauer selbst durchaus wasserdicht abgedeckt werden.

Die Figuren 638 und 639 zeigen solche Ausbildungen bei der Talsperre Malter. Aus ihnen ist auch zu ersehen, wie durch Auskragungen, die Eiseneinlagen nach Figuren 640 und 641 bedingen, die nutzbare Fläche der Mauerkrone beträchtlich zu vergrößern ist. Durch die Anordnung solcher Auskragungen wird auch den Anforderungen der Architektur entsprochen.

§ 3. Talsperren in gemischter Bauweise.

Darunter verstehen wir Sperren nach Fig. 642, bei denen der Kern eines geschütteten Dammes aus Mauerwerk oder Beton besteht. Sie kommen dann in Frage, wenn der Baugrund durch Felsboden gebildet wird, und wenn es sich zugleich um niedrige Staukörper handelt. Es empfiehlt sich dann, den verhältnismäßig dünnen massigen Staukörper durch beiderseitige Anschüttung von Erde gegen die Einwirkung der Witterungs- und Temperatureinflüsse zu schützen.

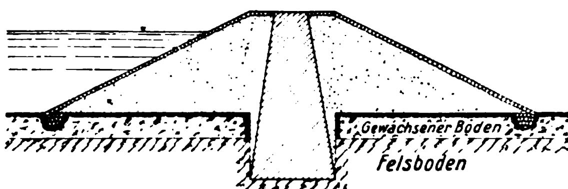


Fig. 642.

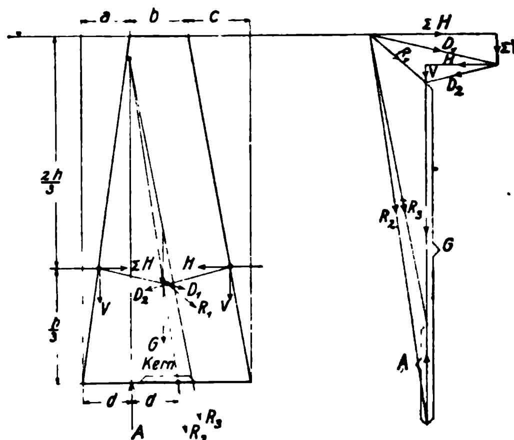


Fig. 643.

Für ihre statische Berechnung sind folgende äußere Kräfte in Ansatz zu bringen, vergl. Fig. 643. Man nehme den Stauspiegel in Kronenhöhe an und setze ferner voraus, daß die Schüttung wasserseitig ganz von Wasser durchzogen, luftseitig aber trocken sei. Der Auftrieb auf die Gründungssohle ist nach Fig. 623 zu bestimmen. Es wirken dann auf den Kernkörper folgende äußere Kräfte:

1. Sein Eigengewicht G,
2. von der Wasserseite her die wagerechte Kraft

$$\Sigma H = \frac{\gamma h^2}{2} + \frac{\gamma_1 h^2}{2} \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

und die lotrechte Belastung

$$\Sigma V = \frac{\gamma a h}{2} + \frac{\gamma_1 a h}{2} = \frac{a h}{2}(\gamma + \gamma_1),$$

3. von der Luftseite her

$$H = \frac{\gamma_2 h^2}{2} \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right),$$

$$V = \frac{\gamma_2 c h}{2}.$$

Hierin können angenommen werden:

$$\gamma = 1 \text{ t/cbm}; \quad \gamma_1 = 1{,}1 \text{ t/cbm}; \quad \varphi = 36^\circ; \quad \gamma_2 = 1{,}6 \text{ t/cbm}.$$

Man wird aber gut tun, die Werte γ_1, φ und γ_2 in jedem einzelnen Falle besonders zu ermitteln. Die zeichnerische Zusammensetzung dieser Kräfte ergibt die Schlußkraft R_2.

Der Auftrieb $A = 2d\gamma h$ greift im Abstande d wasserseitig von dem Durchgangspunkte der Schlußkraft R_2 an. Er ergibt mit R_2 die Schlußkraft R_3. — Vergl. auch hierzu die Betrachtungen zu Fig. 620.

Es sei ausdrücklich bemerkt, daß es unrichtig ist, den luftseitigen Gegendruck der Erde als **passiven Erddruck** anzusetzen, da ein solcher nur durch eine **Bewegung** der Mauer nach der Luftseite hin hervorgerufen werden könnte, eine solche Bewegung aber ausgeschlossen sein soll.

Auch diese Dämme sollte man im Grundriß bogenförmig krümmen, ohne indessen die dann vorhandene Gewölbwirkung in Rechnung zu stellen.

§ 4. Sonstige Bauweisen.

Steinschüttung mit abdichtender Eisenwand.

Der **untere Otay-Damm in San Diego, Kalifornien** [46] sollte ursprünglich in Bruchsteinmauerwerk ausgeführt werden. In 9,15 m Tiefe unter der Erdoberfläche fand man den gesunden Felsen und begann mit der Errichtung eines Fundamentklotzes, Figuren 644 und 645. Zur Verringerung der Kosten entschloß man sich aber während der Bauausführung dazu, unter Benutzung dieser Fundamentschwelle einen Damm aus Steinschüttung mit einer dichtenden Stahlblechwand herzustellen. Zur Befestigung des Bleches sind in der Mitte der Fundamentschwelle ⊥-Eisen in Abständen von 0,46 m mit in Blei vergossenen, zölligen Rundeisenankern fest angepreßt. In den Felsen der Talhänge waren ebenfalls Anker zur Befestigung des Bleches, das den Unregelmäßigkeiten des Felsens entsprechend ausgeschnitten wurde, eingelassen. Die Stahlwand besteht aus zehn Plattenstreifen von je 1,525 m Höhe und zwei je 2,44 m

hohen Plattenstreifen; die Blechstärke nimmt von unten nach oben ab. Die Ränder der miteinander vernieteten Platten sind verstemmt und kalfatert, die Platten mit einem doppelten Anstriche von heißem Asphalt versehen. — Die Bauweise kann jedoch nicht als nachahmenswert bezeichnet werden.

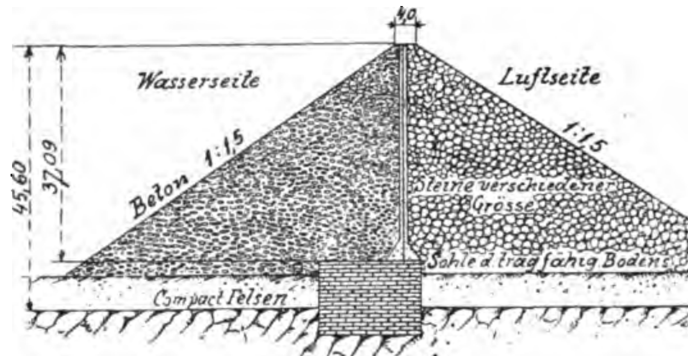


Fig. 644. Otay-Sperrdamm, Kalifornien.

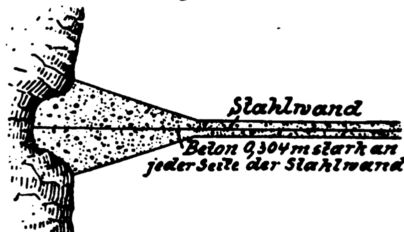


Fig. 645a.

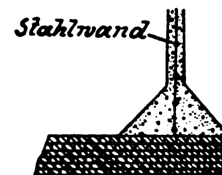


Fig. 645b.

Auflösung in gegliederte Bauweise.

Die Figuren 646 und 647 stellen nach [47] eine Talsperre aus Beton mit Stahlplattenbekleidung dar, die in Ogden, Utah, ausgeführt wurde. Die Talbreite ist in sieben Öffnungen von je 9,75 m Lichtweite zwischen rund 5 m starken Betonpfeilern geteilt, die die Form eines abgestumpften gleichschenkligen Dreieckes haben. Dazwischen

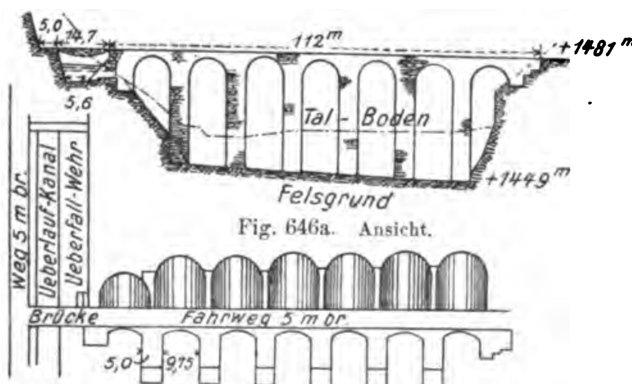


Fig. 646a. Ansicht.

Fig. 646b. Grundriß.

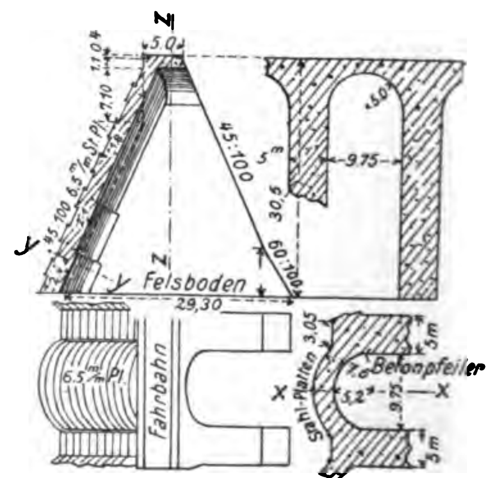


Fig. 647a. Schnitt x—x.

Fig. 647c. Schnitt z—z.

Fig. 647b. Grundriß.

Fig. 647d. Schnitt y—y.

Fig. 646a u. b und Fig. 647a, b, c, d. Entwurf eines Beton-Neudammes mit Stahlbekleidung, Ogden, Utah.

sind halbkreisförmige, schräg ansteigende Betongewölbe gespannt, die wasserseitig mit 6,5 mm starken Stahlplatten bekleidet sind. Die Druckbeanspruchung im untersten Gewölbering beträgt 9 kg/qcm. Der Beton, der in den Bögen, in den Außenteilen der Pfeiler und überall unter Wasser aus 1 T. Zement, 2 T. Sand und 4 T. Steinschlag besteht, im übrigen im Verhältnisse 1 : 3 : 5 gemischt ist, ist in Lehren gestampft, deren wasserseitige Fläche von den Stahlplatten gebildet wurde. Diese sind durch kurze Bolzen mit dem Beton verbunden und auf der Unterseite nicht angestrichen worden.

Auch diese Ausführung kann nicht als vorbildlich erachtet werden.

Das Gleiche gilt von dem Vorschlage des französischen Ingenieurs Pelletreau [48], der durch eine Auflösung in dreieckige Pfeiler und lotrechte Gewölbe nach Fig. 648a bis c eine günstigere Ausnutzung des Mauerwerkes und eine klarere Berechnung der Beanspruchungen als bei den massiven Mauern erreichen will. Pelletreau weist darauf hin, daß bei den Gewölben ungünstiger Einfluß des Auftriebes und Zugspannungen nicht auftreten können. Die Gewölbe seien auch hinreichend frei beweglich, um die Formänderungen durch Wärmewechsel ohne Schäden zu vollziehen. Etwa sich öffnende lotrechte Fugen würden durch den Druck des Wassers, sobald das Becken gefüllt wird, wieder beseitigt. Die nach den gleichen Grundsätzen, wie sie für Staumauern üblich sind, zu berechnenden Pfeiler werden durch Bogenstellungen gegeneinander versteift.

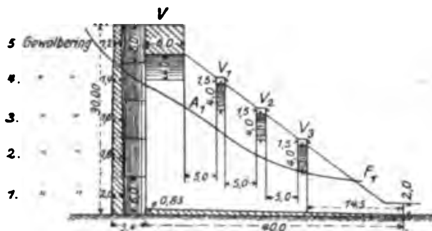


Fig. 648a.
Schnitt durch ein Gewölbe.

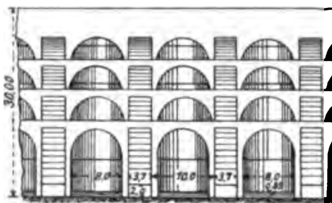


Fig. 648b.
Ansicht von der Talseite.

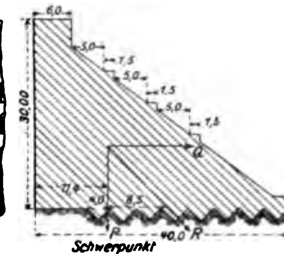


Fig. 648c.
Längenschnitt des Pfeilers.

Fig. 648a, b, c. Talsperre aus Pfeilern und senkrechten Gewölben.

Die oberste derselben trägt zugleich den Verkehrsweg. Beim Durchbruch eines lotrechten Gewölbes, wobei das Wasser etwa nach der Linie $A_1 - F_1$ in Fig. 648a abfließen würde, würde der Schaden am Bauwerke auf diesen Punkt beschränkt bleiben, und auch die ausfließende Wassermasse würde sich in mäßigen Grenzen halten, wenn der Talboden zwischen den Pfeilern gehörig befestigt werden würde.

Eger weist zutreffend an der genannten Stelle darauf hin, daß die Staumauer in Ogden gegenüber dem Pelletreauschen Entwurfe erhebliche Vorzüge darbietet. Die Pfeiler seien dort nicht rechtwinklige, sondern annähernd gleichschenklige Dreiecke, ihre Schwerpunktslinie gehe daher durch die Mitte der Grundlinie, das Gewicht der Gewölbe werde sie aber etwas wasserseitig verschieben, und der Wasserdruck so wirken, daß der Austritt der Schlußkraft nur wenig über die Mitte der Grundlinie des Pfeilers vorrücke. Jedenfalls könne man es bei dieser Anordnung durch geeignete Wahl der Abmessungen erreichen, daß die Lage der Drucklinie bei leerem und gefülltem Becken in sehr geringen Grenzen schwanke, was für die Ausnutzung des Mauerwerkes die wichtigste Bedingung sei. Die Gewölbe würden den Wärmebewegungen folgen können, ohne jemals Zugspannungen ausgesetzt zu sein, weil sie stets durch ihr Eigen-

gewicht belastet blieben. Die Versteifung der Pfeiler würde durch die Gewölbe selbst gebildet und erscheine auf der Talseite überflüssig.

Eiserne Talsperren.

In den Vereinigten Staaten ist nach dem Patent Bainbridge eine eiserne Talsperre bei Ash Fork, Arizona, ausgeführt worden [48].

Nach diesem Patent war ein Entwurf für Ogden (siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1898, S. 531) ausgearbeitet worden. Eine geneigte Plattenwand wird von schräg gestellten Streben gestützt, die zum Teil auf einem vollen Betonkörper, zum Teil auf einzelnen Mauerschwellen ruhen. Die Bekleidung besteht aus Buckelplatten und ist, ebenso wie die Streben, unter 45° geneigt, so daß ein Aufkippen unmöglich ist.

Die ausgeführte Talsperre bei Ash Fork, gleichfalls an der vorgenannten Stelle mitgeteilt, wird durch eine geneigte Wand aus 50 cm hohen I-Trägern gebildet, die am Fußende in den Beton der Grundmauern gebettet und durch Ankerbolzen gehalten sind. Die 10 mm starken Belagplatten sind im unteren Teil in gleicher Weise befestigt. Die Wehrkrone bildet ein mit Winkeln gesäumtes Überfallblech, den Belag bilden Tonnenbleche, die in den Kanten zum Verstemmen abgeschrägt sind. Sie erhielten nach dem Einsetzen und Vernieten einen Überzug von kochendem Asphalt, darüber eine Bekleidung mit Jute und nochmaligen Asphaltanstrich.

Es wird aber hier die Meinung vertreten, daß alle diese Bauweisen hinter sorgfältig entworfenen und ausgeführten massiven Talsperren zurückstehen und daß die durch sie herbeigeführte Kostenverminderung nicht ausschlaggebend sein sollte.

C. Betriebseinrichtungen.

§ 1. Entnahmevorrichtungen.

Allgemeine Gesichtspunkte.

Je größer das Sammelbecken ist, um so mehr empfiehlt es sich, die Anlagen für die Entnahme von Wasser und für den Abschluß doppelt und durchaus unabhängig voneinander auszuführen, so daß stets die eine Anlage als Ersatz benutzt werden kann, wenn bei der anderen Ausbesserungen usw. benötigt werden. An der Luftseite sind dann beide Entnahmeanlagen durch eine absperrbare Rohrleitung miteinander zu verbinden (vergl. Fig. 649a bis e), die die betr. Einrichtung bei der geplanten Chemnitzer Talsperre Rottluff-Rabenstein zeigen. Die Zuläufe sind so zu legen, daß sie vor Verschlammung gesichert sind. Im übrigen ist ihre Lage von dem Zwecke der Entnahme abhängig.

Handelt es sich um die Entnahme von Trinkwasser, dann ist eine Entnahmemöglichkeit in verschiedenen Wassertiefen vorzusehen, um das Wasser möglichst in gleichbleibender Temperatur gewinnen zu können. Um aber reines Wasser zu erhalten, muß die Entnahme mindestens etwa 10 m über der Sohle des Stauweihers liegen. Bei der Bemessung der Tiefenlage wird man übrigens auch darauf zu sehen haben, daß der Abstand zwischen dem Angriffspunkt der zur Bewegung der Verschlußkörper erforderlichen Kraft und dem zu bewegenden Verschlußkörper nicht unnötig groß ausfällt.

Bei der Entnahme von Kraftwasser ist die Entnahmestelle so hoch über die Beckensohle zu legen, daß nur reines Wasser in die Druckrohre gelangt.

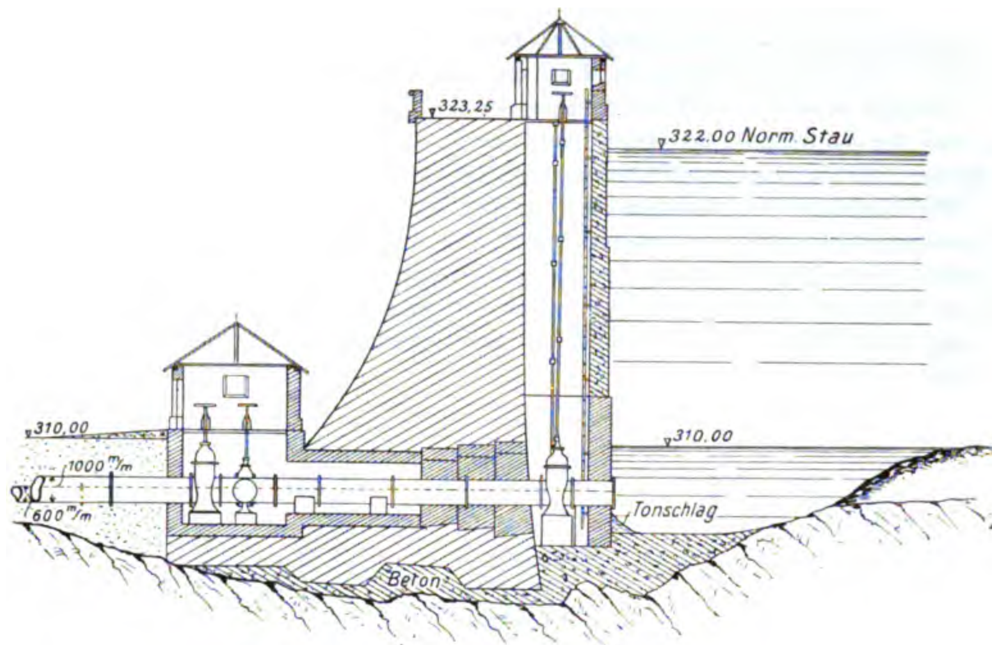


Fig. 649a. Schnitt durch den Grundablaß.

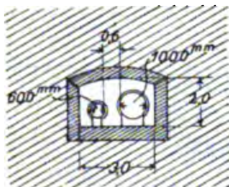
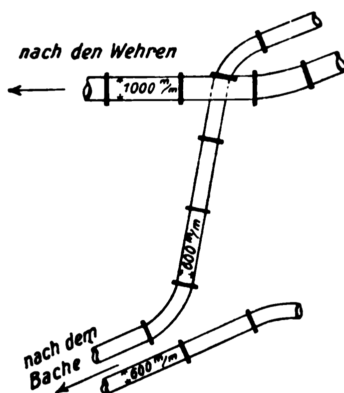


Fig. 649c. Querschnitt des Grundablasses.



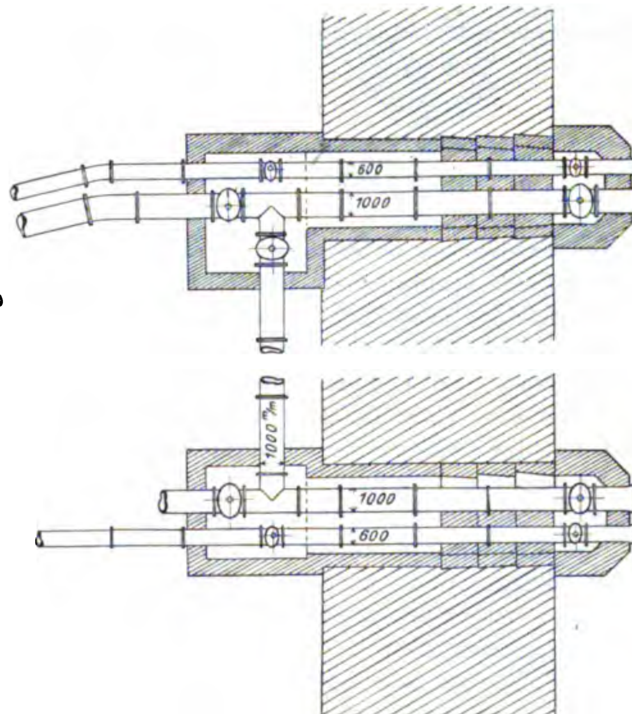


Fig. 649b. Grundriß der Grundablässe.

Für den Ausgleich des Wasserabflusses und für die Speisung von Schiffahrts- und Bewässerungskanälen wie überhaupt dann, wenn das Wasser frei abströmen soll, erfolgt die Entnahme am besten in Höhe der Beckensohle.

Handelt es sich endlich um Anlagen für die gänzliche Entleerung des Stauweihers, dann sind die Entnahmen als Grundablässe im tiefsten Punkte der Weihersohle anzuordnen.

Die Verschlußvorrichtungen sind auf der Wasserseite anzulegen. Zu dem Ende wird am zweckmäßigsten am wasserseitigen Fuß der Sperre ein Turm errichtet, von dem aus die lotrechten Gestänge der Verschlußvorrichtungen bedient werden. Bei Erddämmen wird dann eine längere Brücke von der Dammkrone nach dem Turm notwendig. Will man diese Brücke bei Erddämmen ersparen, dann kann ein lotrechter Schacht in den Damm eingebaut werden.

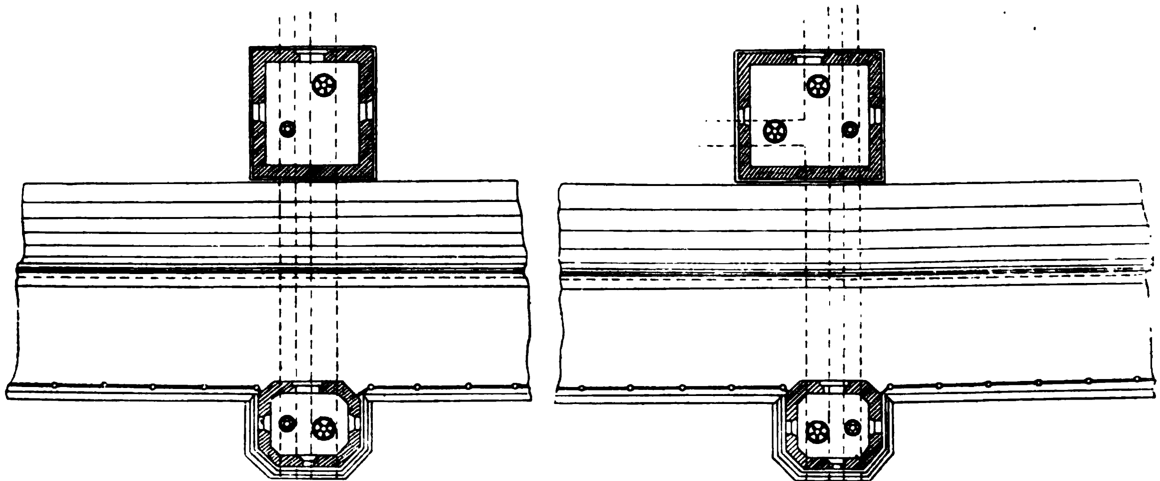


Fig. 649d. Links. Fig. 649e. Rechts.

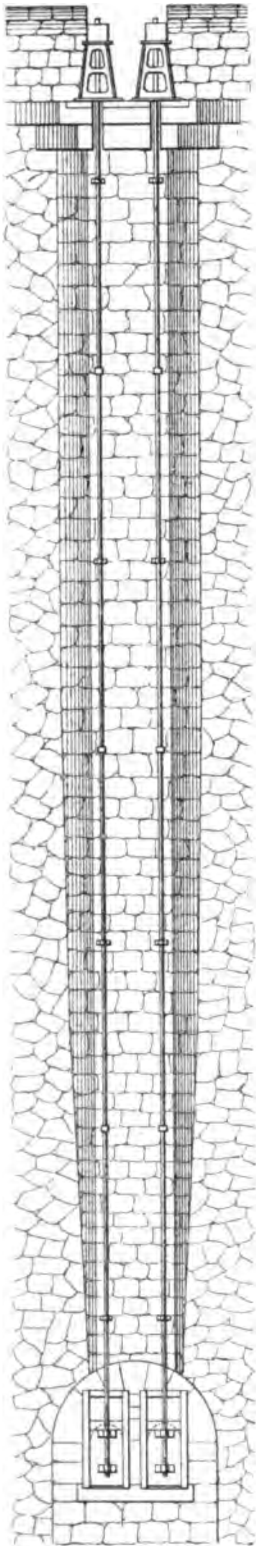
Fig. 649d und e. Grundriß der Mauer und des Schieberhäuschens.

Bei Erddämmen ist es aber vorzuziehen, den Entnahmeturm an der Bergwand, frei vom Dammfuß anzulegen. Dabei ist der Entnahmeturm so weit in die Bergwand zu legen, daß die anschließende Entnahmeleitung im gewachsenen Untergrunde unter dem Damme liegt. Zur Verhütung von Verschlammungen ist die Entnahmeöffnung durch Gitter von etwa 7 cm Maschenweite und Flügelmauern zu schützen.

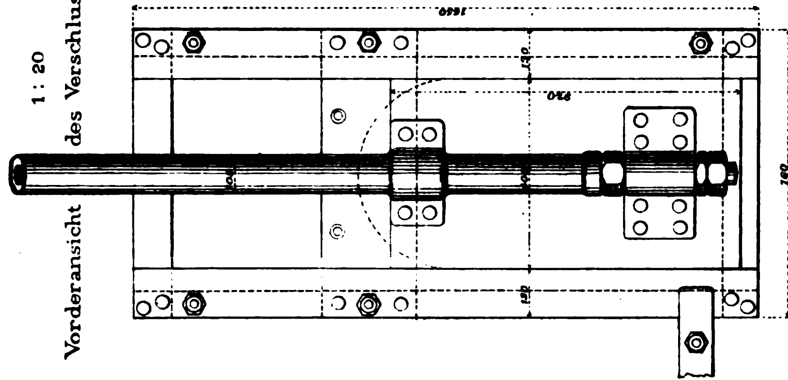
Außer dem Verschluß an der Wasserseite ist zur doppelten Sicherheit noch ein zweiter, von der Luftseite her zugänglicher, Verschluß anzuordnen.

Es empfiehlt sich, für die wasserseitigen Verschlüsse bei großen Wassertiefen und Leitungsquerschnitten den Entnahmequerschnitt in mehrere kleinere Querschnitte zu zerlegen (vgl. Figuren 650 bis 652 von einer Staumauer in den Vogesen [49]), oder die Entnahmeleitungen in verschiedenen Wassertiefen anzuordnen. Dann sind die Leitungen in Schächten und Stollen wieder zu vereinigen, so daß die Mauer nicht durch zu viele Rohre durchbrochen wird.

Als Leitungen empfehlen sich guß- oder schmiedeeiserne Rohre, die in zugänglichen Kanälen zu verlegen sind und von denen nur das äußerste wasserseitige Stück pfropfenartig eingemauert wird.

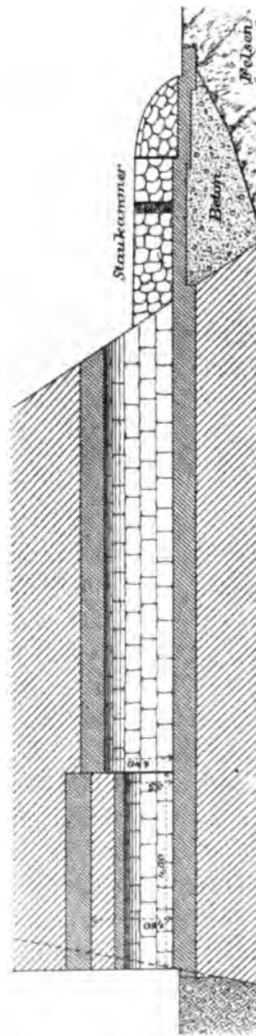


Verschlussvorrichtung.
1 : 125.
Fig. 650.



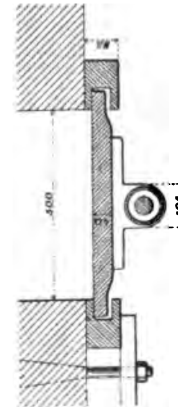
Vorderansicht des Verschlusses. 1 : 20

Fig. 652 b.



Längenschnitt. 1 : 150.

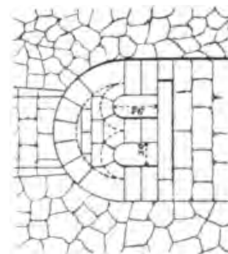
Fig. 651 a. Grundablaß.



Grundriss.

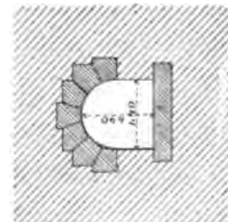
Fig. 652 a.

Grundablass 1 : 150



Ansicht des Oberhauptes.

Fig. 651 c.



Querschnitt.

Fig. 651 b.

Die Anordnung der Fig. 651 ist nicht zu empfehlen, weil bei ihr der volle Wasserauftrieb bei geöffneten Schützen zur Geltung kommt und weil die Kanalwandungen den Angriffen des durchströmenden Wassers ausgesetzt sind.

Die unmittelbare Verlegung der Rohre in einen Erddamm ist unbedingt zu verwerfen; man soll vielmehr die Leitung in einen den Damm durchdringenden gemauerten Stollen frei verlegen (vgl. Fig. 653) [50]. Da aber auch dann die Gleichartigkeit des Dammes gestört wird, so sollte man, wenn möglich, alle Leitungen um den Damm herum durch den seitlich anstehenden gewachsenen Boden führen.

Die doppelte Anordnung der Stollen in der Mauer oder in den seitlichen Hängen ist nicht nur wichtig für den Betrieb, sondern auch für die Bauausführung. Während dieser hat dann der eine Stollen den Bachlauf und der andere den Verkehr auf der Baustelle durch die Mauer hindurch aufzunehmen. Behufs Verlegung der Rohrleitungen und Vermauerung der Stollen ist der Bach wechselweise durch diese Stollen zu leiten.

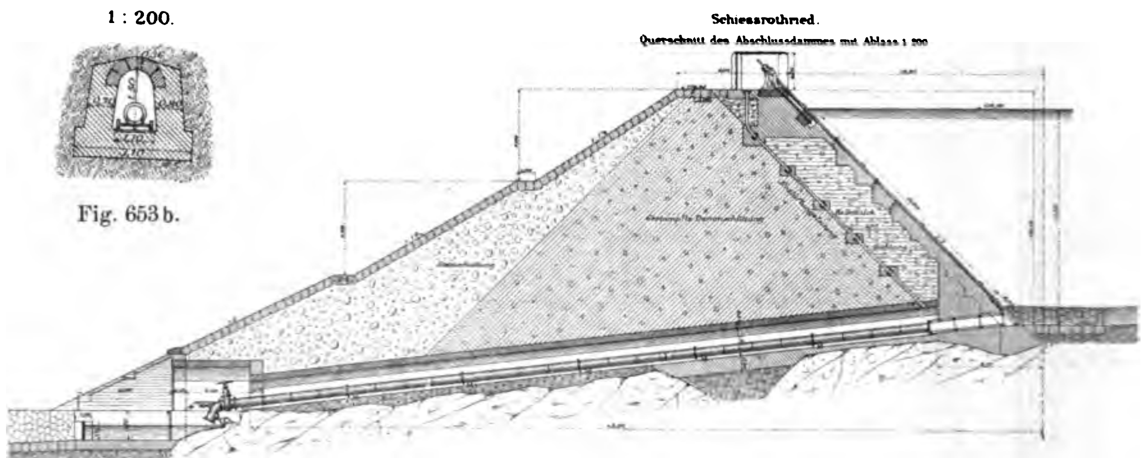


Fig. 653b.

Fig. 653a.

Im Zusammenhange hiermit sei allgemein bemerkt, daß man, um den Bau der Sperre zu ermöglichen, den Bach genügend weit oberhalb der Baustelle sicher abfangen und in dichtem Gerinne so weit unterhalb leiten muß, daß ein Rückstau die Baustelle nicht erreicht. Eine andere Möglichkeit ergibt sich dahin, daß der Wasserlauf in seinem Bett belassen wird, daß zunächst nur ein Teil des Sperrkörpers ausgeführt und dann der Wasserlauf durch den in diesem angelegten fertigen Rohrstollen während der Ausführung des zweiten Teiles der Mauer geleitet wird. Eine solche Maßnahme ist aber nicht zu empfehlen, weil unter ihr die Einheitlichkeit des Bauwerkes leiden würde.

Man zieht es daher im allgemeinen vor, durch einen niedrigen Staudamm oder ein Hilfswehr den Wasserlauf oberhalb der Sperre zu verbauen und ihn oberhalb des Wehres in ein neues Bett zu leiten, daß stollenartig durch den Berghang um die Baustelle herumgeführt wird. Ein solches oberhalb der Baustelle errichtetes Hilfswehr hat auch den Vorteil, daß es der Ablagerung der Sinkstoffe eine Grenze zieht und dadurch die an der Wasserseite der Sperre liegenden Entnahmestellen vor Verschlammung schützt.

Der Querschnittbemessung des Umlaufstollens wird man nicht die gesamte größte Hochwassermenge zugrunde legen, sondern nur den Anteil der letzteren, der durch den

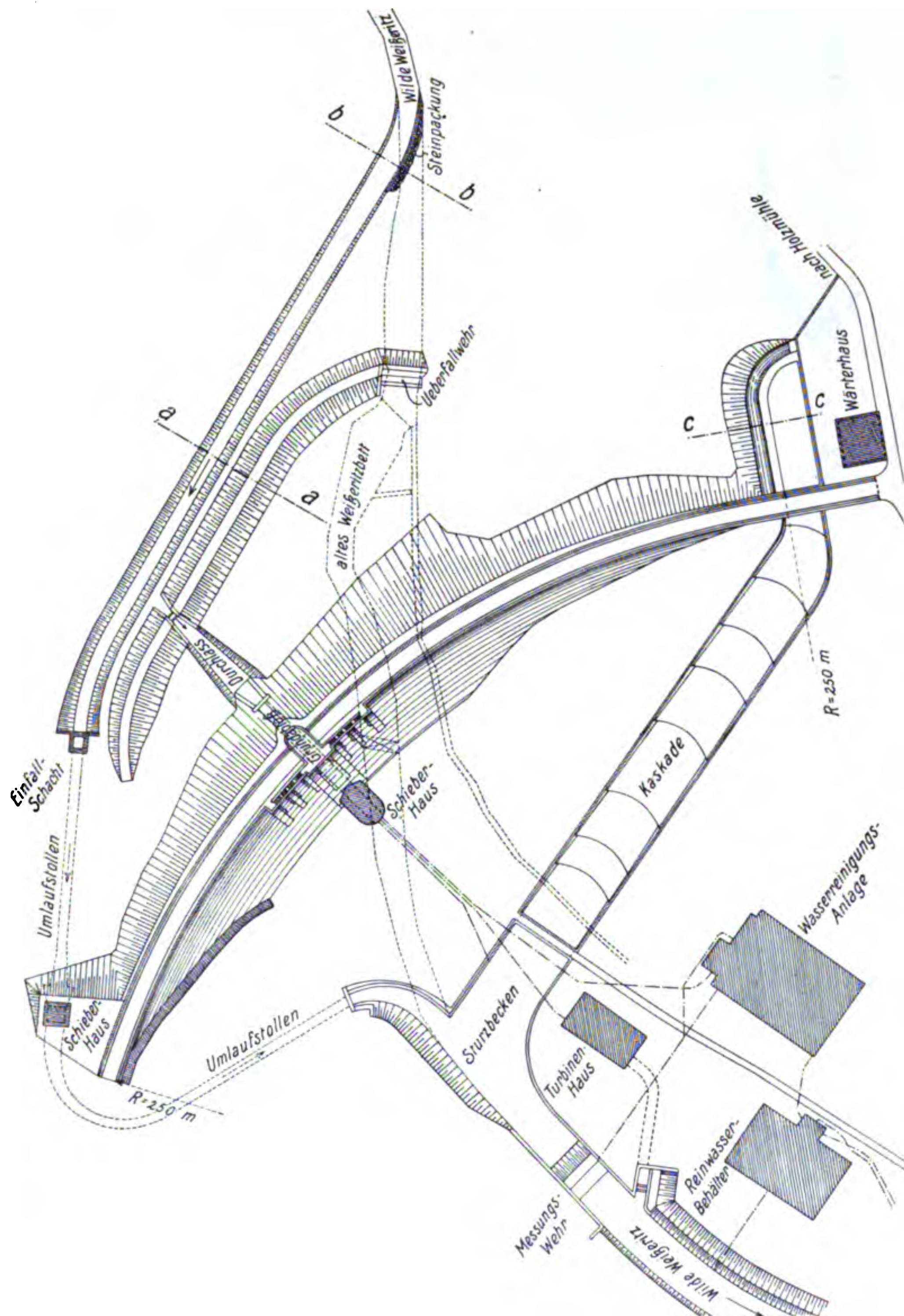


Fig. 654a. Talsperre bei Klingenberg. Lageplan 1 : 2000.

für die Entnahme erforderlichen Rohrstollen in der Mauer nicht mehr aufgenommen werden kann. Zu dem Ende wird in dem Hilfswehr ein Überfall eingebaut, der von einer bestimmten Grenze an das Hochwasser auch dem Rohrstollen in der Mauer zuführt.

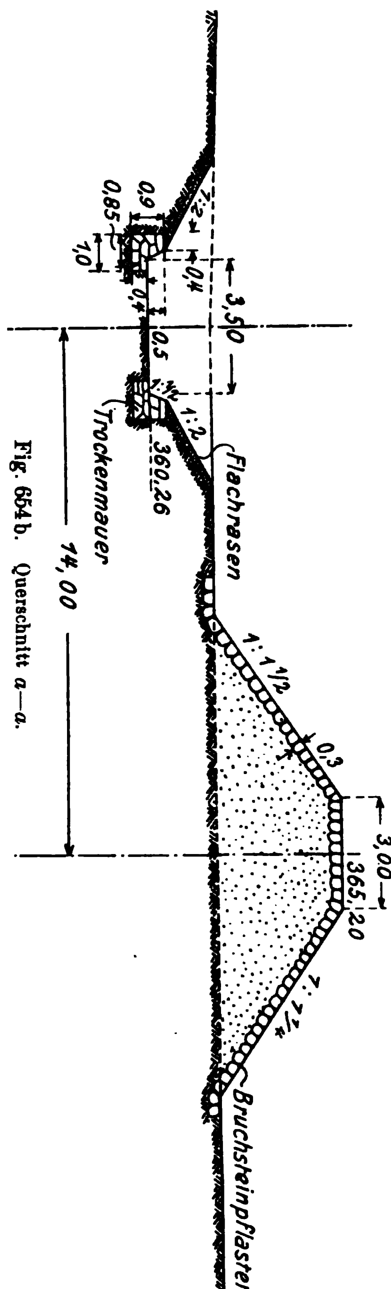


Fig. 654b. Querschnitt *a—a*.

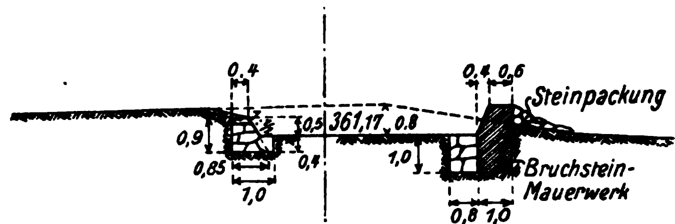


Fig. 654c. Querschnitt *b—b*.

Nach Fertigstellung der Sperrmauer sind die Schieber in den Umlaufstollen einzubauen, so daß während dieses Einbaues das Wasser nicht durch den Umlaufstollen abgeführt werden kann. Man wird daher dann den Damm des Hilfswehres so weit durchstechen müssen, daß das gewöhnliche Wasser des Baches nur dem Rohrstollen zugewiesen wird.

Ist der Einbau der Rohre im Umlaufstollen fertiggestellt, dann wird das Bachwasser wieder durch den letzteren geleitet, so daß die Rohre im Rohrstollen ungestört eingebaut werden können. Es bleibt also zu beachten, daß während des Einbaues der Ablaßvorrichtungen die gesamte Hochwassermenge durch die Stollen nicht abgeführt werden kann. Man wird daher diesen Einbau tunlichst beschleunigen und ihn zu einer Zeit bewirken, in der erfahrungsgemäß Hochwasser nicht zu erwarten ist.

Fig. 654 bringt zur Erläuterung der vorentwickelten Grundsätze den Lageplan von der Bauausführung der Weißeritztalsperre bei Klingenberg in Sachsen, deren Bauart und Entnahmeeinrichtungen aus den Figuren 655 bis 657 hervorgehen. Die Talsperre dient sowohl als Hochwasserschutzbecken als auch der Lieferung von Trink- und Kraftwasser.

Die Verschlußvorrichtungen sind so einzurichten, daß ein Mann sie bewegen kann und sind möglichst doppelt anzuordnen. Der Betrieb ist dann so zu gestalten, daß zunächst das Rohr an der Luftseite — im Schieberhause — abgeschlossen wird. Dadurch wird der Verschluß an der Wasserseite entlastet und leichter beweglich werden.

Als Verschlüsse kommen in Frage Rohrschieber, wie sie in den Figuren 632, 633, 649, 653 und 655 angedeutet sind, oder Schütze nach Figuren 652 und 653. Zur Verminderung des Bewegungswiderstandes der letzteren kann man Rollschütze ver-

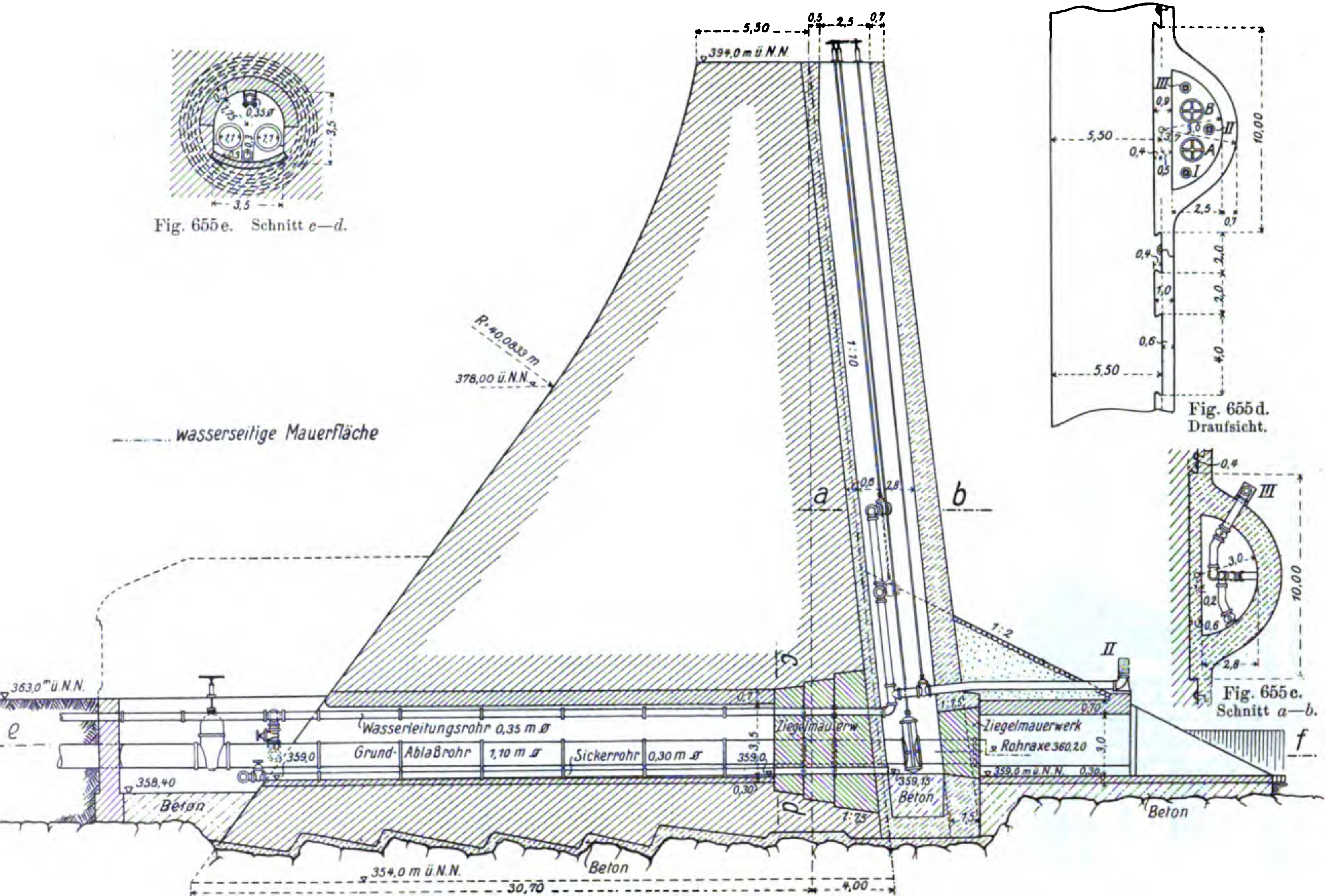


Fig. 655d. Draufsicht.

Fig. 655c. Schnitt a—b.

Fig. 655e. Schnitt c—d.

Fig. 655a. Querschnitt der Mauer in der Stollenachse.

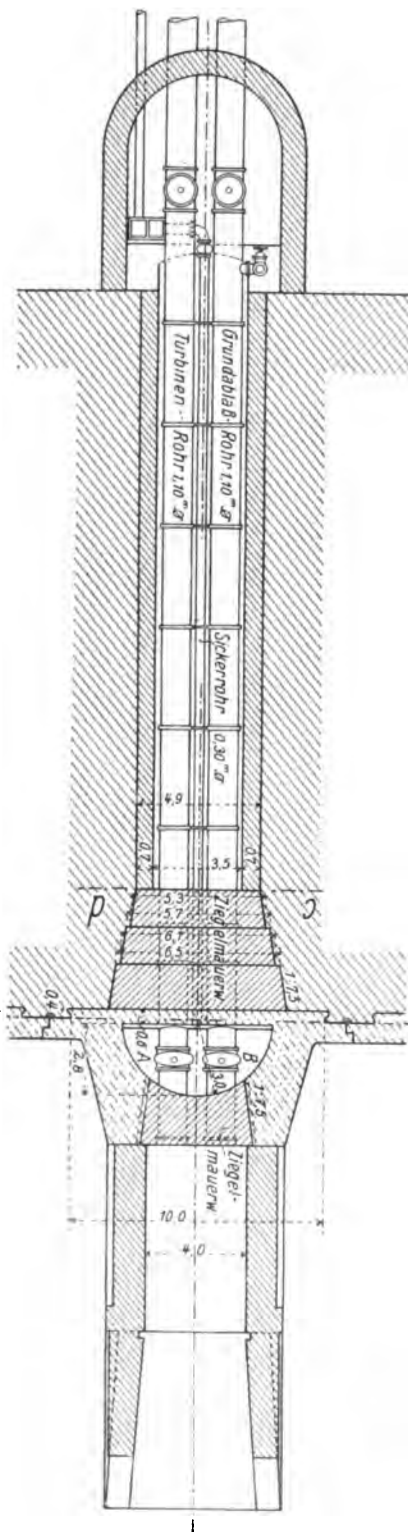


Fig. 655b. Schnitt *e—f* durch Stollen und Schieberhaus.

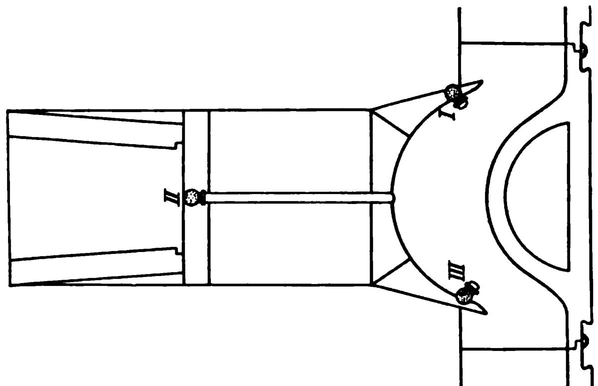


Fig. 655g. Draufsicht.

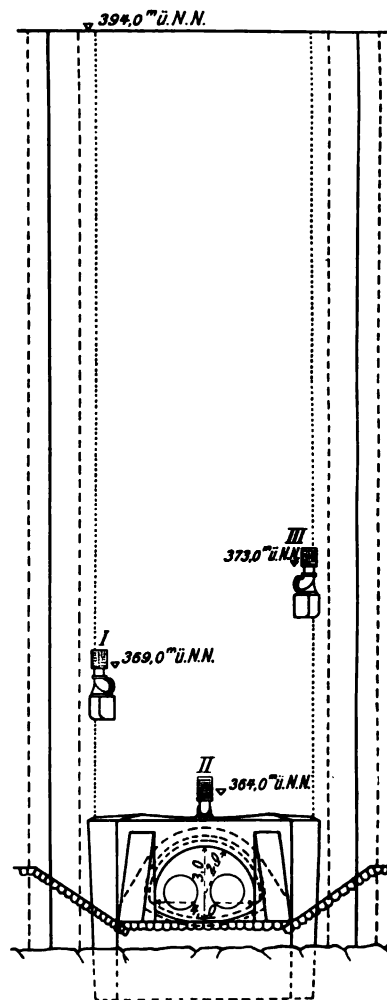


Fig. 655f. Ansicht des Schieberschachtes.

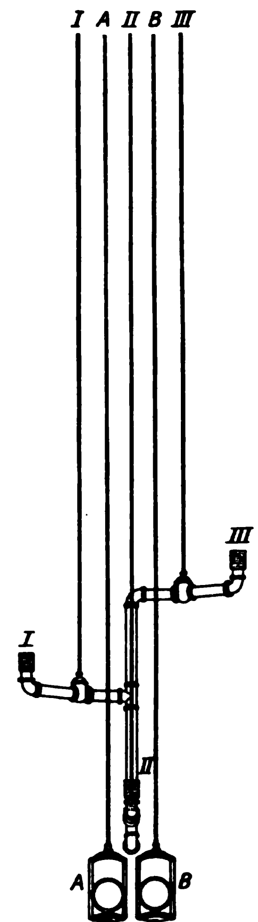


Fig. 656. Anordnung der Schiebergestänge und Entnahmerohre.

wenden, wegen deren Ausbildung auf den vorigen Abschnitt verwiesen wird. Daselbst ist auch das zur Berechnung der Schütze Notwendige gesagt worden. Übrigens sollte man in Zukunft statt der Rohrschieber und Schütze Verschlußkörper nach Art der Segmentwehre oder Drehwannen (vergl. ebenfalls den vorigen Abschnitt) verwenden, sowie die Ausbildung der Rohrschütze für die Sonderzwecke der Talsperren verfolgen.

Auf die letztgenannten Verschlüsse wird bei Erörterung der Schiffsschleusen näher eingegangen werden.

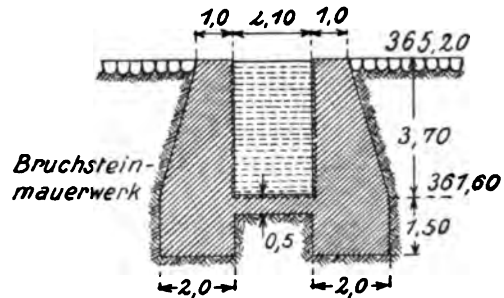


Fig. 657. Querschnitt durch den Durchlaß.

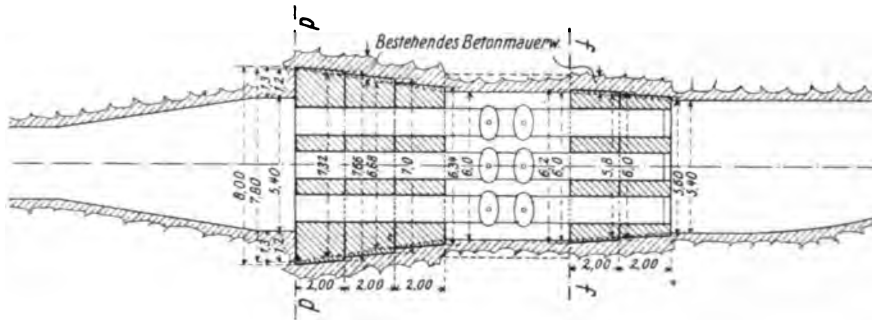


Fig. 657 a. Grundriß.

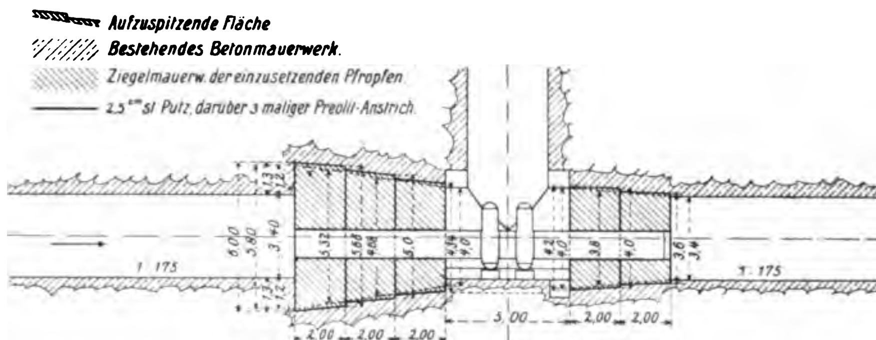


Fig. 657 b. Längenschnitt.

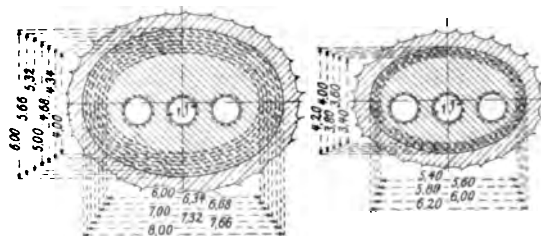


Fig. 657 c. Schnitt *d—d*. Fig. 657 d. Schnitt *f—f*.

Fig. 657 a, b, c, d. Mauerpfropfen des Umlaufstollens.

§ 2. Hochwasserüberfälle.

Bei Erddämmen müssen sie stets seitlich von diesen angeordnet, massiv erbaut und so bemessen werden, daß selbst unter den denkbar ungünstigsten Voraussetzungen eine Überströmung des eigentlichen Dammes unbedingt ausgeschlossen ist.

Aus der Gleichung (37), Zweiter Teil, berechnet sich die Länge des Überfalles

$$b = \frac{Q_m}{\frac{2}{3}\mu h \sqrt{2gh}},$$

worin bei abgerundeter Wehrkrone zu setzen ist

$$\frac{2}{3}\mu \cong 0{,}5.$$

Q_m ist die sekundliche Wassermenge, die der Wasserlauf noch ohne Schaden abzuführen vermag (vgl. Fig. 611).

Handelt es sich, was die Regel ist, um Stauweiher, die sowohl dem Nutz- als auch dem Schutzbetrieb dienen sollen, dann ist die Überlaufschwelle in Höhe des normalen Nutzwasserspiegels zu legen und die Länge b der Überlaufschwelle so zu bemessen, daß der Überlauf imstande ist, bei einem Beckenwasserspiegel von etwa 0,5 bis 1,0 m über der Überlaufschwelle, also über dem normalen Stauspiegel, zusammen mit den Grundablässen die unschädliche Wassermenge Q_m abzuführen. Die eigentliche Entlastung erfolgt aber lediglich durch den Überlauf, indem dieser allein bei gefülltem Schutzraume die gesamte unschädliche Wassermenge abzuführen hat.

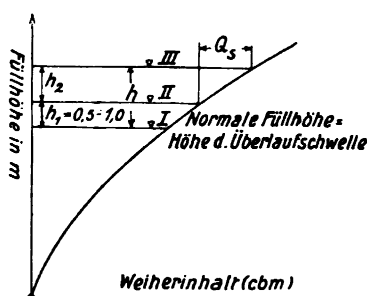


Fig. 658.

Ist, Fig. 658, I die normale Füllhöhe, die nach dem Gesagten zugleich die Höhe der Überlaufschwelle ist, und II der um 0,5—1,0 m höhere Stauspiegel, dann ergibt sich der Stauspiegel III bei gefülltem Schutzraume durch Abtragen der zurückzuhaltenden Schadenwassermenge Q_s, die nach Fig. 611 aus dem Inhalte der Fläche BCD zu ermitteln ist.

Es sei z. B. auf diese Weise gefunden $h_2 = 1{,}10$ m, die unschädliche Wassermenge sei $Q_m = 100$ cbm/Sek., dann ermittelt sich für $h_1 = 1{,}0$ die Länge der Überlaufschwelle zu

$$b = \frac{100}{0{,}5 \cdot (1{,}0 + 1{,}1) \sqrt{2 \cdot 9{,}81\,(1{,}0 + 1{,}1)}} = 14{,}8 \text{ m}.$$

Beim Stauspiegel II vermag dann der Überfall allein abzuführen

$$Q = 14{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}0 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}0} = 32{,}8 \text{cbm/Sek}.$$

Bei Mauern können die Überfälle entweder seitlich von der Mauer oder auch so angeordnet werden, daß die Mauer selbst in ihrer ganzen Länge überströmt wird. Im ersteren Fall ist das Überfallwasser durch seitliche Kaskaden oder Wassertreppen abzuführen, in letzterem Falle müssen zur Aufnahme des Wasserstoßes am Fuße der Sperre Wasserpolster vorhanden sein.

Die Berechnung dieser Wassertreppen erfolgt mit den Beziehungen

$$Q = Fv = btc\sqrt{\frac{bt}{b + 2t}J}.$$

Hierin bedeuten:

Q die Wassermenge in cbm/Sek.,

v die Geschwindigkeit in m/Sek.,

t die Wassertiefe in m,

$\frac{bt}{b+2t}$ den benetzten Umfang des rechteckig angenommenen Querschnittes der Wassertreppe,

F die Größe dieses Querschnittes in qm,

b die Breite desselben in m,

c einen nach Bazin zu wählenden Erfahrungswert und

$J = \frac{h}{l}$ das relative Spielgefälle.

Darin ist h der Höhenunterschied zwischen dem Stauweiherspiegel am oberen Anfange der Treppe und dem Wasserspiegel an ihrem unteren Ende und l die Länge der abgewickelten Treppe.

Auf eine Verringerung von v ist durch möglichste Rauhigkeit der Treppenwandungen also durch Verringerung von c hinzuarbeiten, auch werden Vertiefungen in den Aufschlagflächen der Treppe, die, als Wasserpolster wirkend, eine teilweise Vernichtung der lebendigen Kraft des abfließenden Wassers herbeiführen.

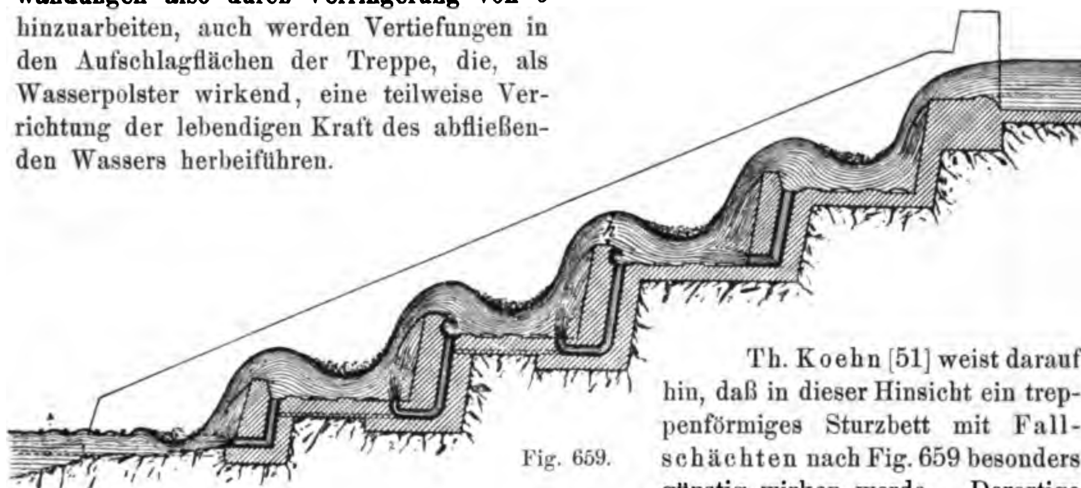


Fig. 659.

Th. Koehn [51] weist darauf hin, daß in dieser Hinsicht ein treppenförmiges Sturzbett mit Fallschächten nach Fig. 659 besonders günstig wirken werde. Derartige Anlagen haben sich bei verschiedenen italienischen Wasserkraftanlagen bewährt. Das Wasser stürzt hier in Schächte, in denen durch kleine Staumauern ein Wasserpolster entsteht, sobald größere Wassermengen abfließen. In den einzelnen Schächten fällt sich das Wasser tot und verliert dadurch sowie durch Wirbelbildungen den größten Teil seines Arbeitsvermögens. Durch vorstehende, gegeneinander versetzte Quader in der Sohle des Sturzbettes könnte man die Widerstände und Wirbel noch vergrößern. Bei den italienischen Anlagen sind am Rande jeder Überfallmauer eines Fallschachtes eine Reihe annähernd lotrechter Kanäle angelegt, die in den nächstfolgenden Fallschacht wagerecht ausmünden (vgl. das oberste und unterste Becken in Fig. 659). Hierdurch entleeren sich die Sturzbecken, sobald das Hochwasser verlaufen ist, so daß Beschädigungen durch Frost nicht zu befürchten sind. Diese Kanäle haben aber noch den weiteren Vorteil, daß sie durch Vermehrung der inneren Bewegungen zur Vernichtung des Arbeitsvermögens des stürzenden Wassers beitragen. Koehn schlägt vor, diese Hilfsfallschächte, wie in dem zweiten und dritten Becken gezeichnet, ausmünden zu lassen, damit das durch die Schächte austretende Wasser dem überstürzenden Wasser

unmittelbar entgegenwirkt. Kleine Drainrohre würden diese Hilfsfallschächte nach Ablauf eines Hochwassers entleeren. Man könnte überdies durch die in Fig. 659 beim zweiten und dritten Becken angedeutete Ausbildung der Überfallmauer die Wirbelbildung noch vergrößern. Unter Vernachlässigung der Geschwindigkeit des an den Überlauf eines solchen Fallbeckens herankommenden Wassers ergibt sich die Überfallhöhe aus

$$h = \left(\frac{Q}{\frac{2}{3}\,\mu\, b\,\sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

Die Wirkung des Wasserstoßes am Fuße der unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigten Mauer berechnet sich nach der Formel

$$P = (1 - \cos\alpha)\,\frac{v}{g}\,\dot{Q}\gamma.$$

Für $Q = 500$ cbm und eine Fallhöhe $H = 50$ m ergibt sich mit

$$v = 0{,}9 \cdot \sqrt{2 \cdot gH} \cong 28{,}0 \text{ m und } \alpha = 45^{\circ}.$$

$$P = (1 - 0{,}71)\,\frac{28}{9{,}81} \cdot 500 \cdot 1000 = 413\,900 \text{ kg}.$$

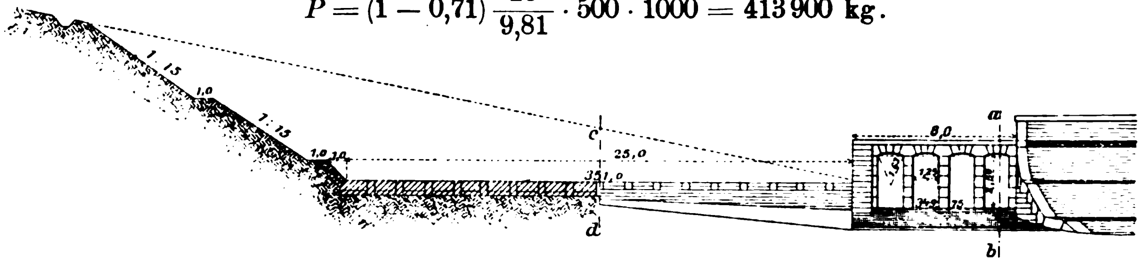


Fig. 660a. Längenschnitt und Ansicht.

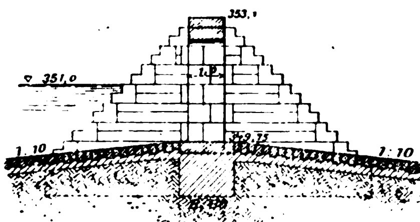


Fig. 660b. Querschnitt a—b.

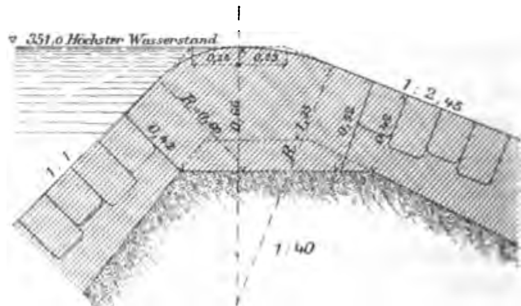


Fig. 660c. Querschnitt c—d.

Fig. 660a, b, c. Entlastungsanlage des Liez-Reservoirs.

Bei einer Länge des Absturzbettes von 150 m ergibt sich, da die Strahldicke am Mauerfuß $\frac{500}{28 \cdot 150} = 0{,}12$ m beträgt, der Stoß auf die Flächeneinheit zu

$$p = \frac{413\,900}{\frac{24}{\sin 45^{\circ}} \cdot 15000} \cong 0{,}81 \text{ kg/qcm}.$$

Es steht außer Frage, daß dieser Stoß und erheblich größere Stöße durch den am Fuße der Mauer ja stets vorhandenen gesunden Felsboden aufgenommen werden können, zumal wenn sie durch geeignet ausgebildete Wasserpolster ermäßigt werden.

Das Aufsetzen von Stauvorrichtungen auf den Überlaufrücken zur Erzielung eines größeren Beckeninhaltes ist nur dann zu billigen, wenn sie leicht und sicher zu entfernen sind und wenn sie nur in Zeiten, in denen gefährliche Zuflüsse nicht zu erwarten sind, benutzt werden. Selbsttätige Vorrichtungen sind zu verwerfen.

In neuerer Zeit geht man mit Recht mehr und mehr dazu über, die Mauer selbst überströmen zu lassen: die dann erforderliche Anordnung von Wasserpolstern am Mauerfuß ist stets erheblich billiger als die bei seitlichen Überfällen notwendige Errichtung von Wassertreppen. Es muß nur dann der luftseitige Mauerrücken so geformt werden, daß der überfallende Wasserstrahl sich dicht an die Mauer anschließt, da bei frei vortretendem Wasserstrahle zwischen diesem und der Mauer ein luftverdünnter Raum entsteht, der die Standsicherheit der Mauer ungünstig beeinflußt. Über die Ermittlung der Form des Überfallstrahls siehe die Ausführungen zu Fig. 508. Zur Erläuterung der vorstehenden Darlegungen dienen die folgenden Beispiele:

Fig. 660a bis c zeigen den Hochwasserüberfall des in Fig. 617 wiedergegebenen Staudammes des Liez-Weihers; Figuren 661a bis c den Hochwasserüberfall nebst Kaskade einer geplanten Sperrmauer bei Rottluff-Rabenstein (vgl. Fig. 649); Fig. 654 die Entlastungsanlagen der Talsperre bei Klingenberg.

Zur Erläuterung der Fig. 654 sei noch das folgende bemerkt: In Klingenberg wird das Wasser aus dem Staubecken durch zwei je 110 cm im Lichten weite Rohre abgeführt.

Das eine Rohr führt nach einem unterhalb der Sperrmauer zu errichtenden Kraftwerk, während das andere Rohr zur Mitentlastung und Entleerung der Sperre dient. Die Entnahme des Wassers für die Trinkwasserleitung erfolgt durch ein weiteres Rohr von 40 cm lichtem Durchmesser. Die drei Rohre werden gemeinsam in einem gewölbten Kanal (Grundablaßstollen) durch die Sperrmauer hindurchgeführt. Das wasserseitige Ende dieses Kanals ist durch einen Mauerpfropfen geschlossen, in dem die Rohre eingemauert sind. Ein Schieberschacht an der Wasserseite und ein Schieberhaus an der Luftseite der Mauer dienen zur Unterbringung der Absperrschieber für die Rohrleitungen.

Für die Zeit der Bauausführung wird das Wasser der Weißeritz durch einen in dem rechten Felshang ausgebrochenen Umlaufstollen abgeleitet, der nach Vollendung des Mauerbaues als Notablaß benutzt werden soll. Durch die Rohre im Grundablaß- und Umlaufstollen können künftig bei gefüllter Sperre bis zu 80 cbm Wasser in der Sekunde abgelassen werden.

Für den Fall, daß bei gefülltem Becken der Sperre noch größere Hochwassermengen zufließen oder die Entlastungsvorrichtungen nicht wirken sollten oder nicht vorschriftsmäßig bedient würden, ist, um ein Überströmen der Mauer zu verhindern, als weitere Sicherheitsvorrichtung entlang des linken Hanges ein Hochwasserüberfall vorgesehen, der allein imstande ist, eine unwahrscheinlich große Hochwassermenge von 100 s/cbm unschädlich abzuführen. Das über den



Fig. 661a. Ansicht der Sperrmauer.

Hochwasserüberfall herabstürzende Wasser wird durch eine sich anschließende, in den Felsen eingearbeitete Kaskade zu Tale geleitet.

Die zuweilen mit großer Geschwindigkeit aus dem Umlaufstollen und dem Grundablaßrohre austretenden oder über die Kaskaden herabstürzenden Wassermassen ergießen sich in ein unterhalb der Sperrmauer in der Talsohle vorgesehenes, 3 m hoch mit Wasser gefülltes Sturzbecken, das erforderlichenfalls durch einen Umlaufkanal entleert werden kann.

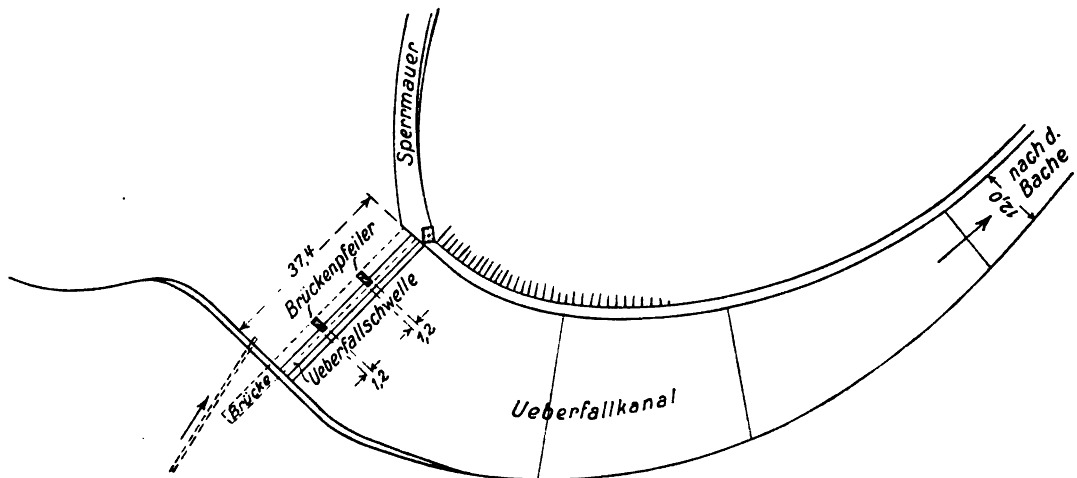


Fig. 661 b. Grundriß des Überfallwehres.

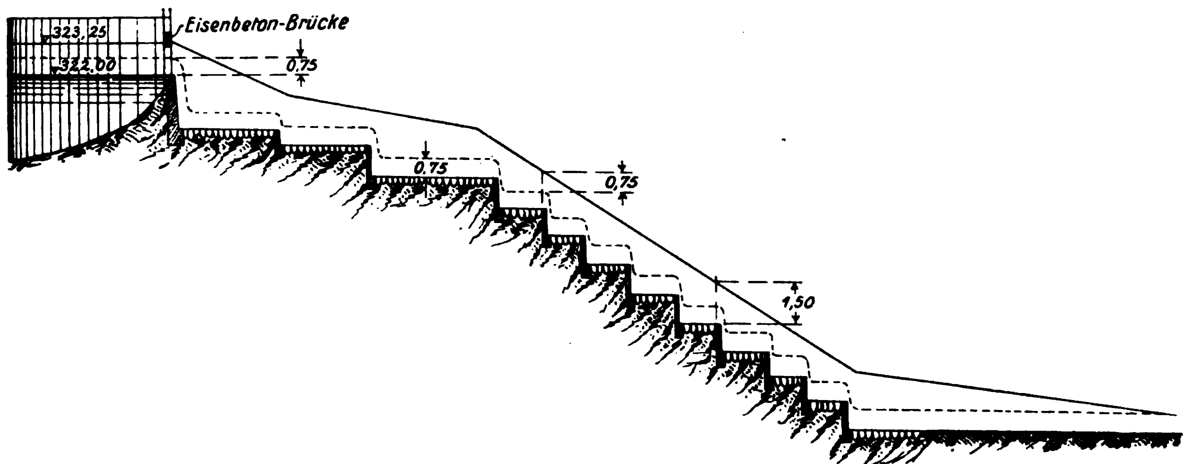


Fig. 661 c. Längenschnitt des Überfallkanals. Längen 0,00033; Höhen 0,0033.

Fig. 662 zeigt den 152,45 m langen Hochwasserüberlauf über die Krone der Waldecker Talsperre und das an ihrem Fuß angeordnete 6 m starke Wasserpolster. Der Überfall kann bei einer Strahldicke von 1,40 m rund 560 cbm/Sek. abführen. Bei der Waldecker Talsperre sind außer dem Überfall noch acht Grundablaßrohre vorhanden, die zusammen mit dem Überlauf die größte bekannte Hochwassermenge von 900 cbm/Sek. schadlos abführen können, wobei nur ein kleiner Teil der Zuflußmenge im Becken aufgespeichert werden muß. Außerdem sind noch 12 Notauslässe, Fig. 663, vorhanden, die für gewöhnlich geschlossen sind und nur dann geöffnet werden sollen, wenn es sich

aus irgend welchen Gründen als notwendig erweisen sollte, den Wasserstand im Becken nicht über diejenige Höhe steigen zu lassen, bei welcher die Drucklinie in der Sohle

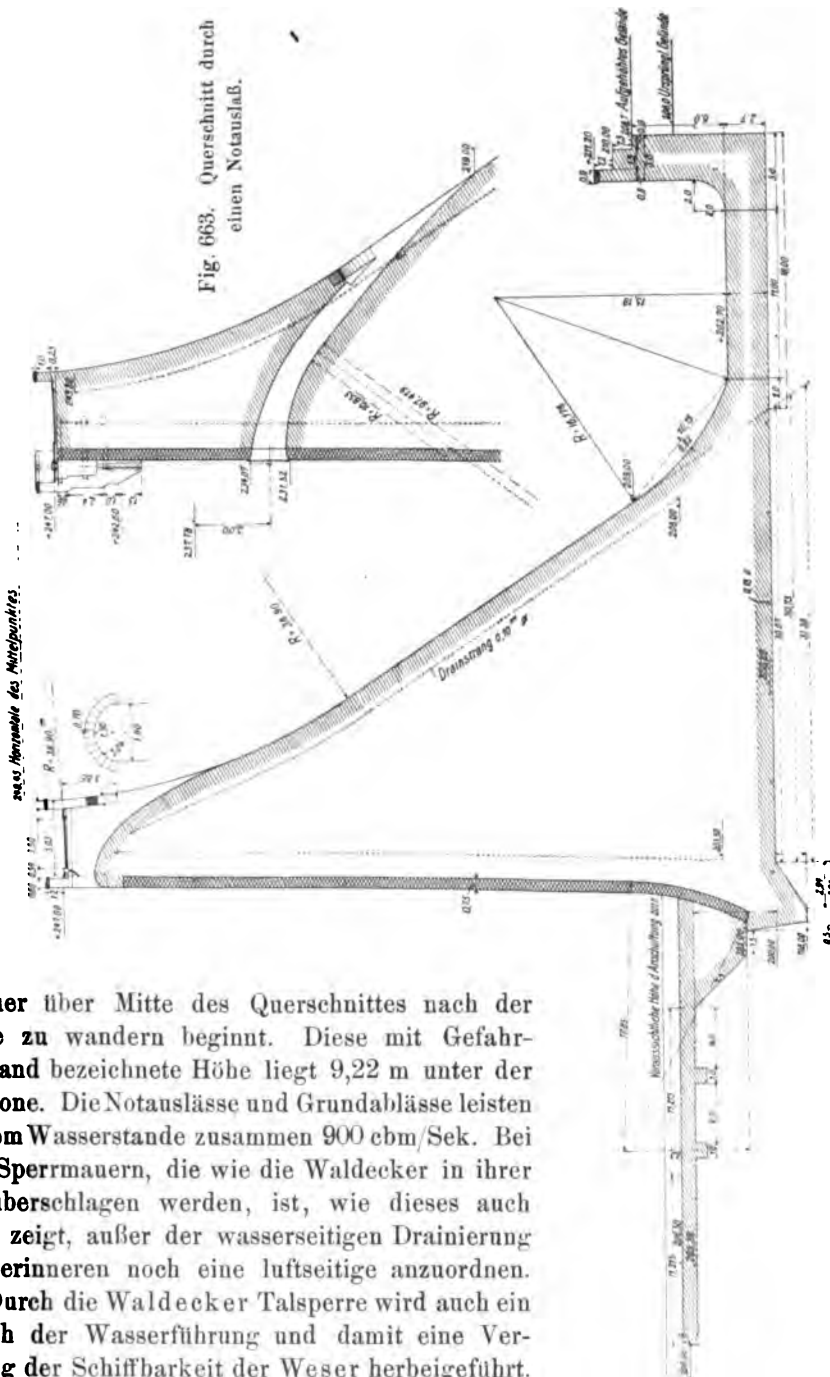


Fig. 663. Querschnitt durch einen Notauslaß.

Fig. 662. Normaler Querschnitt der Sperrmauer und des Sturzbettes.

der Mauer über Mitte des Querschnittes nach der Luftseite zu wandern beginnt. Diese mit Gefahrwasserstand bezeichnete Höhe liegt 9,22 m unter der Mauerkrone. Die Notauslässe und Grundablässe leisten bei diesem Wasserstande zusammen 900 cbm/Sek. Bei solchen Sperrmauern, die wie die Waldecker in ihrer Krone überschlagen werden, ist, wie dieses auch Fig. 662 zeigt, außer der wasserseitigen Drainierung des Mauerinneren noch eine luftseitige anzuordnen.

Durch die Waldecker Talsperre wird auch ein Ausgleich der Wasserführung und damit eine Verbesserung der Schiffbarkeit der Weser herbeigeführt. Über diese und die anderen Aufgaben dieser Talsperre sei noch das folgende bemerkt.

Zur Speisung des Schiffahrtskanales vom Rhein zur Weser werden der Weser bei Minden bis zu 7,5 cbm/Sek. entnommen, außerdem werden aus ihr 100 km weiter

stromabwärts noch 6 cbm/Sek. für Bewässerungszwecke abgeleitet. Da nun die Weser zurzeit unterhalb von Minden nur eine Fahrtiefe von 1,25 m besitzt, während eine Tiefe von 1,40 bis 1,50 m erreicht werden soll, so muß sowohl das entnommene Wasser ersetzt als auch die Niedrigwassermenge erhöht werden. Die Weser führt regelmäßig im Winter und Frühjahr große, im Sommer und Herbst kleine Wassermengen. Der winterliche Überschuß wird durch die Waldecker Talsperre in der Eder, einem Nebenflusse der Fulda, aufgespeichert. Zugleich werden die Spitzen der Hochwasserwellen abgeschnitten und dadurch die Hochwassergefahren an der Eder, der Fulda und der Weser wesentlich vermindert. Das ermöglicht auch die Regelung der Deichverhältnisse an der Weser und des Hochwasserbettes der Fulda in Cassel und damit die Erschließung großer Baugelände für die Städte Cassel, Münden, Hameln und Minden. Endlich wird außer der Erzeugung der Wasserkraft an der Talsperre noch eine Verbesserung der bestehenden Wasserkräfte an der Eder, der Fulda und der Weser herbeigeführt.

Die Wasserverhältnisse des Gebietes des Stauweihers sind die folgenden:

Niederschlagsgebiet	1430 qkm
Mittlere jährliche Abflußmenge . . .	503 000 000 cbm
Mittlere sekundliche » . . .	13,8 »
Größte » » . . .	900,0 »
Kleinste » » . . .	0,1 bis 1,0 »

Die Verbesserung der Schiffbarkeit der Weser durch die Zuschüsse aus dem Sammelbecken geht aus den folgenden Zahlen hervor.

Ort	Fahrwassertiefen in Metern bei mittlerem Niedrigwasser	
	gegenwärtig	nach Fertigstellung der Talsperre
Münden	0,75	1,10
Hameln	1,00	1,25
Minden	1,25	1,41
Hoya	1,35	1,52
Unterhalb der Allermündung . . .	1,50	1,55

Den günstigen Einfluß auf die Hochwässer zeigt die nachstehende Zusammenstellung, aus der die zu erwartende Abschwächung einer Hochflut, die der größten bekannten vom Januar 1841 gleichkommt, hervorgeht.

Fluß	Ort	Größte sekundliche Abflußmenge in Kubikmetern	
		Januar 1841	nach Fertigstellung der Talsperre
Eder	Hemfurt	900	250
Fulda	Cassel	2000	1450
Weser	Münden	2350	1900
»	Hameln	2900	2500
»	Hoya	3000	2650
»	Unterhalb der Allermündung	4600	4300

An der Sperre werden überdies bis zu 18000 PS gewonnen, die gemeinsam mit der Wasserkraft an der Diemeltalsperre und einer bei Münden auszubauenden Kraft verwendet wird.

Während der Drucklegung ist in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, Jahrgang 1913, S. 1788, ein Vortrag von W. Soldan erschienen (Das Waldecker Sammelbecken, seine technische und wirtschaftliche Bedeutung), in dem der Zweck, die wirtschaftliche Bedeutung und die Wirkung des Waldecker Sammelbeckens erörtert ist, und der insbesondere ausführliche Angaben über den Bau der Talsperre und ihre wichtigsten, durch eine große Zahl klarer Abbildungen erläuterten, Einzelheiten bringt.

III. Abschnitt.

Wasserkraftanlagen.

A. Die Wasserkraftmaschinen.

§ 1. Wirkung des Wassers.

Das Wasser kann entweder durch sein Gewicht eine Maschine in Bewegung setzen, indem es innerhalb jener von einer gewissen Höhe herunterfällt und durch seine Schwere die Maschine mitnimmt, oder es wirkt durch seine lebendige Kraft, die es, außerhalb der Maschine fallend, erlangt und vermöge deren es auf gewisse mit der Maschine verbundene Flächen wirkt. In letzterem Falle kann die Wirkung des bewegten Wassers gegen die zu bewegende Maschine sowohl eine stoßweise als auch eine stetig drückende sein.

Ist Q die sekundliche Wassermenge, $Q\gamma$ ihr Gewicht und h das Gefälle oder die lotrechte Höhe, von der sie bei der Wirkung durch ihr Gewicht herabsinkt, so verrichtet die Maschine die mechanische Arbeit oder Leistung

$$L = Q\gamma h.$$

Ist hingegen v die Geschwindigkeit, mit der das Wasser der Maschine zufließt, so kann es vermöge seiner lebendigen Kraft die Leistung

$$L = Q\gamma \frac{v^2}{2g}$$

verrichten.

Damit das Wasser aus der Ruhe in die Geschwindigkeit v versetzt werde, erfordert es ein Gefälle oder eine Geschwindigkeitshöhe

$$h = \frac{v^2}{2g}.$$

Somit ist auch im zweiten Falle

$$L = Q\gamma h. \qquad (4)$$

Zuweilen wirkt das Wasser gleichzeitig durch sein Gewicht und seine lebendige Kraft, indem es während seiner Wirkung um h herabsinkt und seine Geschwindigkeit v verliert. Dann ist die von ihm verrichtete mechanische Arbeit

$$L = Q\gamma h + Q\gamma \frac{v^2}{2g} = Q\gamma\left(h + \frac{v^2}{2g}\right). \qquad (5)$$

Die letztere Leistung tritt auch dann ein, wenn h die durch eine Wassersäule gemessene hydraulische Pressungshöhe bedeutet, die das Wasser gleichzeitig mit seiner Geschwindigkeit v während seiner Wirkung auf die Maschine zusetzt.

Aus der allgemeinen Formel $L = Q\gamma h$ ist ersichtlich, daß Wassermenge und Gefälle gleichen Anteil an der Leistung einer Maschine haben, daß z. B. das doppelte Gefälle die Leistung ebenso verdoppelt wie die zweifache Wassermenge.

Die wirkliche Leistung N einer Wasserkraftmaschine ist allerdings stets kleiner als $Qh\gamma$ wegen der unvermeidlichen Unvollkommenheiten in der Ausführung der Kraftmaschinen und der beim Ein- und Austritt des Wassers auftretenden Reibungs- und Stoßverluste. Es ist daher der Wirkungsgrad einer Wasserkraftmaschine

$$\eta = \frac{N}{Q\gamma h}.$$

Man kann für η als Durchschnittswert 0,75 annehmen, wenngleich in neuerer Zeit bei gut ausgebildeten Turbinen ein Wirkungsgrad von 80 und mehr v. H. gewährleistet wird.

Für $\eta = 0{,}75$ ergibt sich die Leistung eines Triebwerkes in Pferdestärken

$$N = 10 \cdot Qh \text{ PS}, \tag{6}$$

d. h. eine Wassermenge von 1 hl in der Sekunde = 100 sl liefert soviel Pferdestärken als das Gefälle h in m beträgt.

Der stündliche Wasserverbrauch für 1 PS ist dann

$$\frac{0{,}10 \cdot 60 \cdot 60}{h} = \frac{360}{h} \text{ cbm/St.} \tag{7}$$

§ 2. Wasserräder.

Sie sind entweder ober-, mittel- oder unterschlächtig. Bei den Rädern der ersteren Art trifft das Wasser die höheren Stellen des Rades, bei denen der zweiten Art fällt es in der Nähe des Radmittels ein und bei den unterschlächtigen Rädern kommt das Wasser nahe am Fuße bei dem Rade an. In die rückenschlächtigen Räder endlich fällt das Wasser zwischen dem Scheitel und dem Mittel des Rades ein.

Bei den oberschlächtigen Rädern wirkt das Wasser hauptsächlich durch sein Gewicht, bei den unterschlächtigen aber in der Regel durch seine, der Trägheit entsprechende lebendige Kraft, und bei den mittelschlächtigen meist durch Gewicht und Trägheit zugleich. Die unterschlächtigen Wasserräder hängen entweder als sogenannte Schiffsmühlenräder frei im strömenden Fluße, oder sie sind von Gerinnen und zwar entweder von geraden, »Schnurgerinnen«, oder von kreisförmigen, »Kropfgerinnen«, eingeschlossen.

Mittelschlächtige Räder im Kropfgerinne heißen Kropfräder.

Die Wasserräder haben übrigens heute ihre Bedeutung fast ganz verloren. Pfarr [52] spricht sich dahin aus, daß sie für neuzeitliche Anlagen nicht mehr in Betracht kämen. »Die hohen Anlagekosten, dazu die Schwerfälligkeit des Ganzen gegenüber Turbinen, springen zu sehr in die Augen, als daß man anders als in, sagen wir: verzweifelten Ausnahmefällen, noch Wasserräder anwenden würde.« Für kleine und mittlere Gefälle ist der Wirkungsgrad schlechter als bei guten Turbinen, ganz abgesehen von den Verlusten in den mehrfachen Wasserradvorgelegen. Reguliervorrichtungen zur Anpassung an den wechselnden Wasserzufluß oder an den schwankenden Kraftbedarf können bei Wasserrädern nur sehr unvollkommen ausgebildet werden.

Starke Schwankungen des Unterwasserspiegels setzen den Wirkungsgrad der Wasserräder außerordentlich herab. Endlich sind die Wasserräder den Turbinen unterlegen durch ihre großen Abmessungen und Eigengewichte.

Quantz [53] hebt hervor, daß es sich bei Wasserrädern nur um die Ausnutzung geringer Gefällehöhen bis zu höchstens 10 m sowie um kleinere Wassermengen handeln kann. Er gibt folgende Tabelle, der das Anwendungsgebiet der Wasserräder zu entnehmen ist.

Bezeichnung des Rades	Gefälle H m	Q cbm/Sek.	Umdrehung n/Minute	Durchmesser D m	Wirkungsgrad η
Oberschlächtige Räder	4 bis 10	bis 1 cbm	8 bis 4	3,5 bis 8,5	0,6 bis 0,75
Rückenschlächtige Räder . . .	2,5 » 6	» 1 »	8 » 4	4,5 » 8,5	0,6 » 0,75
Mittelschlächtige Räder	1,5 » 5	» 2 »	7 » 3	5 » 8,5	0,6 » 0,75
Überfallräder	0,4 » 1,5	» 3 »	7 » 3	2 » 6	0,5 » 0,65
Unterschlächtige Räder	0,1 » 1	—	—	—	0,3 » 0,35

Der den Wasserrädern eigene Vorzug, daß ihre Welle stets wagerecht liegt, ist praktisch deshalb belanglos, weil die Umdrehungszahl außerordentlich klein ist, so daß ein unmittelbarer Anschluß an Transmissionen und dergleichen nicht möglich ist, vielmehr große und arbeitverzehrende Übersetzungen notwendig sind.

§ 3. Turbinen.

In ihnen wirkt das Wasser vermöge seiner lebendigen Kraft, d. h. vermöge der Geschwindigkeit, die es unter dem Einfluß seiner Gefällehöhe erlangt. Eine Gewichtswirkung wie bei den Wasserrädern findet bei den Turbinen nicht statt.

Zur Erzielung einer möglichst hohen Nutzleistung ist das Wasser stoßfrei in die Turbine einzuführen. Gelingt es ferner, daß das Wasser mit tunlichst kleiner Geschwindigkeit die Turbine verläßt, so muß es den größten Teil seiner lebendigen Kraft an diese abgegeben haben. Das wird erreicht durch eine stetige durchaus stoßfreie Druckwirkung. Die mit einer solchen Wirkung unvermeidlich verbundenen Verluste bestehen daher außer in der geringen lebendigen Kraft, die das Wasser beim Austreten aus der Turbine noch besitzt, hauptsächlich nur in den Bewegungshindernissen, die mit dem Durchgang des Wassers durch die Turbine verbunden sind. Es kommt also in der Hauptsache bei der Ausführung einer Turbine darauf an, das Wasser stoßfrei einzuführen, diese inneren Widerstände tunlichst zu verringern und das Wasser mit einer möglichst kleinen Geschwindigkeit aus der Turbine austreten zu lassen.

Eine Turbine besteht aus drei Hauptteilen: der lotrechten oder wagerechten Turbinenachse, dem auf dieser festgekeilten und mit dieser sich drehenden Laufrade und dem feststehenden Leitrade, das den Eintritt des Wassers in das Laufrad zu leiten hat. Hinsichtlich der Richtung, in der das Betriebswasser durch das Rad geführt wird, unterscheidet man Achsialturbinen und Radialturbinen, je nachdem das Wasser in der Richtung der Achse, also senkrecht zur Radebene, oder in der Radebene, also in radialer Richtung das Rad durchströmt. Erfolgt bei den Radialturbinen die Wasserführung von innen nach außen, dann erfahren sie eine innere Beaufschlagung; strömt das Wasser von außen nach innen, umschließt also das Leitrad das Laufrad, dann spricht man von einer äußeren Beaufschlagung.

Das Turbinenrad kann entweder unmittelbar über dem Unterwasser aufgestellt werden, so daß es sich in der freien Luft dreht, oder es kann auch vollständig in das Unterwasser eintauchen. Bei größeren Gefällen pflegt man häufig das Turbinenrad in

größerer Höhe über dem Unterwasser aufzustellen, indem man das aus dem Rade tretende Wasser durch ein luftdichtes bis in das Unterwasser reichendes Rohr, das Saugrohr, abführt, um das unter dem Rade vorhandene Gefälle nutzbar zu machen. Es wirkt nämlich alsdann die in dem Rohre hängende, von dem Luftdrucke getragene, Wassersäule saugend: sie darf also theoretisch nicht die Wassersäulenhöhe 10,336 m, deren Druck ja gleich dem Luftdruck ist, übersteigen, mit Rücksicht auf Verluste darf sie aber nicht länger als etwa 6 m werden. Liegt der Oberwasserspiegel weniger als etwa 10 m über dem Turbinenrade, dann läßt man das Betriebswasser frei in das oben offene Turbinengehäuse eintreten vergl. Fig. 664 bis 666, während man bei höheren Gefällen das Turbinengehäuse als geschlossenen eisernen Behälter ausbildet, dem das Wasser durch ein Ansatzrohr zugeführt wird, und aus dessen Wandung die Turbinenwelle mittelst einer Stopfbüchse wasserdicht heraustritt. Solche ganz in einem Rohre liegende Turbinen heißen Rohrturbinen.

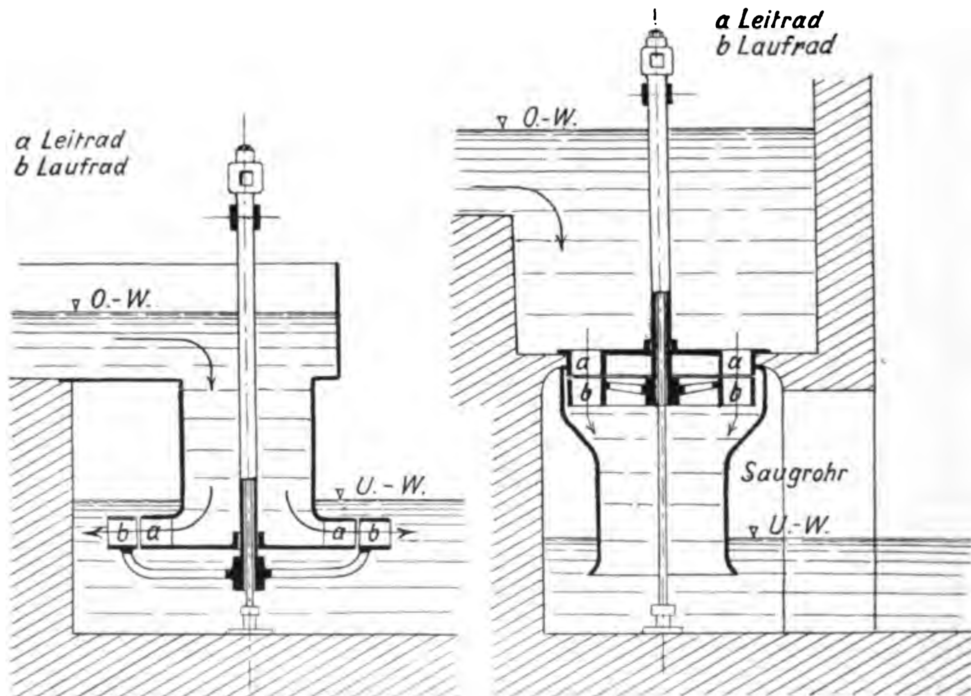


Fig. 664. Fig. 665.

Über die Wirkungsweise des Wassers in den Turbinen sei noch das folgende hervorgehoben. Denkt man sich das Betriebswasser, dessen Gefälle gleich h sei, dem Rade mit einer Geschwindigkeit v zugeführt, die also den theoretischen Wert $v = \sqrt{2gh}$ besitzt, so beruht die Wirkung dieses bewegten Wassers lediglich in der Umsetzung seiner Geschwindigkeit in Arbeit, indem das Wasser einen Druck auf Schaufelflächen ausübt, die in der Richtung dieses Druckes mit einer gewissen Geschwindigkeit ausweichen. Solche Turbinen heißen Druck-, Aktions- oder Strahlturbinen, weil sich bei ihnen das Wasser in Gestalt von Wasserstrahlen über die Schaufelflächen hin bewegt.

Wird andererseits das Wasser dem Rade mit einer kleineren Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2gh_1}$, entsprechend einer Geschwindigkeitshöhe h_1 zugeführt, so wird das Wasser bei seinem Eintritt in das Rad außer dieser Geschwindigkeit noch eine gewisse hydraulische Pressung oder Energie der Lage besitzen, die den Luftdruck um eine Größe γh_p übertrifft. Hierin ist γ die Dichte des Wassers und

$$h_p = h - h_1 = h - \frac{v_1^2}{2g}$$

die sogenannte hydraulische Druckhöhe, die gleich ist der um die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v_1^2}{2g}$ verminderten hydrostatischen Druckhöhe. Diese hydraulische Pressung wird gleichfalls in mechanische Arbeit umgesetzt und an das Rad übertragen, indem sie zur Beschleunigung der relativen Bewegung des Wassers in dem Rade aufgewendet wird. Die dann auftretende Wirkung des Wassers nennt man seine Reaktionswirkung, und Turbinen dieser Art heißen **Reaktions- oder Überdruckturbinen.** Man kann sich zur Erläuterung die hydraulische Druckhöhe h_p etwa als ein mit in das Turbinenrad übergegangenes Gefälle vorstellen, das erst innerhalb der Rades zur Geschwindigkeitserzeugung benutzt wird: im Gegensatze zu den **Druckturbinen**, bei denen das ganze verfügbare Gefälle dazu aufgewendet wird, dem Wasser schon vor seinem Eintritte in das Rad die zugehörige Geschwindigkeit zu erteilen.

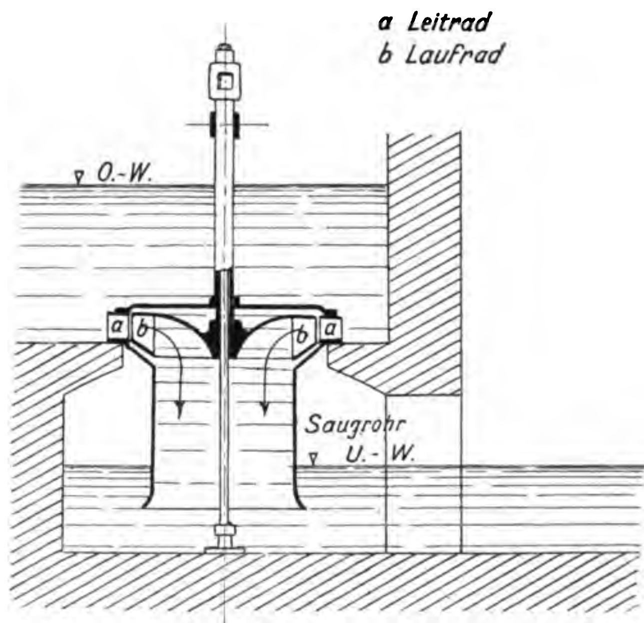


Fig. 666.

Man kann also nicht das ganze vorhandene Gefälle zur Reaktionswirkung benutzen, da eine bestimmte Druckhöhe $h_1 = \frac{v_1^2}{2g}$ zur Erzeugung der Eintrittsgeschwindigkeit erforderlich ist, so daß als **Reaktionsdruckhöhe** nur der Rest

$$h_p = h - h_1$$

verbleibt.

Die Zellen oder Schaufelkammern der Überdruck- oder Reaktionsturbinen müssen stets vollständig mit Wasser angefüllt sein, weil das Wasser die in ihm vorhandene Pressung, der Eigenschaft der Flüssigkeiten entsprechend, nach allen Richtungen gleichmäßig ausübt. Ihr Laufrad ist in der Regel durch ein Saugrohr mit dem Unterwasser verbunden.

Bei den Strahl-, Druck- oder Aktionsturbinen, bei denen die Pressungshöhe $h_p = 0$ ist, hat das Wasser kein Bestreben zum Ausfüllen der Radzellen. Es wird vielmehr bei seiner Bewegung entlang einer Radschaufel an jeder Stelle genau den Quer-

schnitt annehmen, der seiner relativen Geschwindigkeit daselbst entspricht, und sich daher als zusammenhängender Strahl an der Schaufel entlang bewegen. Das Laufrad der Aktionsturbinen muß stets frei hängen. Es wird daher die Höhe vom Laufrad bis zum Unterwasserspiegel nicht nutzbar gemacht, weshalb sich diese Turbinen besonders für große Gefällehöhen eignen, da dann der genannte Verlust belanglos wird.

Die Figuren 664 bis 666 stellen nach [53] die wichtigsten Formen der Überdruckturbinen dar. Die Fourneyron-Turbine, Fig. 664, wird radial von innen, die Henschel-Jonval-Turbine, Fig. 665, wird achsial, und die Francis-Turbine, Fig. 666, radial von außen beaufschlagt. Die letztere ist den beiden anderen sowohl hinsichtlich ihrer Zugänglichkeit als auch darin überlegen, daß sie den kleinsten Laufraddurchmesser erhalten kann. Endlich ist ihr vorteilhaft eigentümlich, daß sich das Saugrohr ohne erhebliche Querschnittsveränderung an das Laufrad anschließt. Dadurch werden die inneren Bewegungen im Wasser verringert und deshalb der Wirkungsgrad gesteigert.

Bei sehr großen Gefällen würde die Umdrehungszahl der Überdruckturbinen zu groß werden, wenn die Laufräderdurchmesser entsprechend der vorhandenen Wassermenge verkleinert werden würden. Um in solchen Fällen Laufräder mit größerem Durchmesser und geringerer Umdrehungszahl verwenden zu können, auch wenn die verfügbare Wassermenge nicht zur vollen Beaufschlagung der Räder ausreicht, wendet man Druck-, Freistrahl- oder Partialturbinen an. Der letztere Name rührt daher, daß ein Teil der Öffnungen des Leitrades abgedeckt wird, so daß nur eine beschränkte Anzahl der Laufradzellen mit Wasser gefüllt wird, und der Wasserstrahl frei hindurchfließt. Zu diesen Partialturbinen gehören die Tangential- oder Peltonräder, deren Leitapparat aus einer oder mehreren kreisrunden Düsen besteht, durch deren Verengung der Wasserzufluß geregelt werden kann; das Laufrad hat löffelartige Schaufeln (vgl. Fig. 667a und b).

Die Regelung der Turbinen hat zwei verschiedene Aufgaben zu erfüllen: erstens soll die Turbine dem wechselnden Wasserzufluß angepaßt werden, so daß Gefälle und Umdrehungszahl erhalten bleiben und der Wirkungsgrad dauernd möglichst hoch bleibt. Diese Regelung geschieht meistens von Hand, kann aber auch selbsttätig durch Schwimmer im Oberwasser bewirkt werden. Zweitens soll die dem Motor zugeführte Wassermenge unmittelbar an der Turbine dem schwankenden Kraftbedarf angepaßt werden, die Umdrehungszahl der Turbinen soll eine möglichst gleichmäßige bleiben, damit die von ihnen angetriebenen Dynamomaschinen stets mit einer ebenso gleichmäßigen Spannung arbeiten.

In diesem Falle erfolgt die Verstellung der Regelungsvorrichtungen unabhängig vom Maschinenwärter und selbsttätig durch einen Regulator. Dieser besteht aus einem Kugelpendel und der Stellhemmung, d. i. einer Einrichtung, bei der jeder durch die Änderung der Dynamogeschwindigkeit bedingten Änderung in der Stellung des Kugelpendels eine ganz bestimmte Öffnung der Regelungsvorrichtung an der Turbine entspricht. Die Regelungen erzeugen infolge des plötzlichen Wasserabschlusses und beim Wiederöffnen Stöße und Schwankungen, denen durch Schwungmassen zu begegnen ist, falls sie nicht gänzlich durch die sich drehenden Massen der Turbinen und Dynamomaschinen unmittelbar aufgenommen werden können. Durch hydraulische Regulatoren und durch Schwungräder kann die Umdrehungszahl sehr genau geregelt werden, so daß selbst bei plötzlichen Belastungsänderungen Schwankungen der Umdrehungszahlen von nur etwa 6 % auftreten.

Wenn das Gefälle einer Wasserkraftanlage wechselt, so ist man, sofern eine gleichbleibende Umlaufzahl verlangt wird, genötigt, die Turbine zeitweise mit anormaler Geschwindigkeit unter Verlust an Wirkungsgrad laufen zu lassen.

Heutzutage werden eigentlich nur noch zwei Turbinenarten ausgeführt: die Francis-Turbine und das Tangentialrad. Die erstere kommt in Frage bei Gefällehöhen bis zu etwa 100 m und größeren Wassermengen, das letztere bei Gefällehöhen von mehr als 100 m und verhältnismäßig kleinen Wassermengen.

Die an eine neuzeitliche Turbine zu stellenden Anforderungen lassen sich nach **Pfarr** [52] und **Camerer** [54] wie folgt zusammenfassen:

1. Sicherheit des Betriebes: Einfachheit, kräftige Ausführung, leichte Bedienung und Auswechselung aller Teile, bequeme Aufstellung der Turbine in beliebiger Lage, großer Querschnitt zur Vermeidung des Verstopfens der Kanäle.

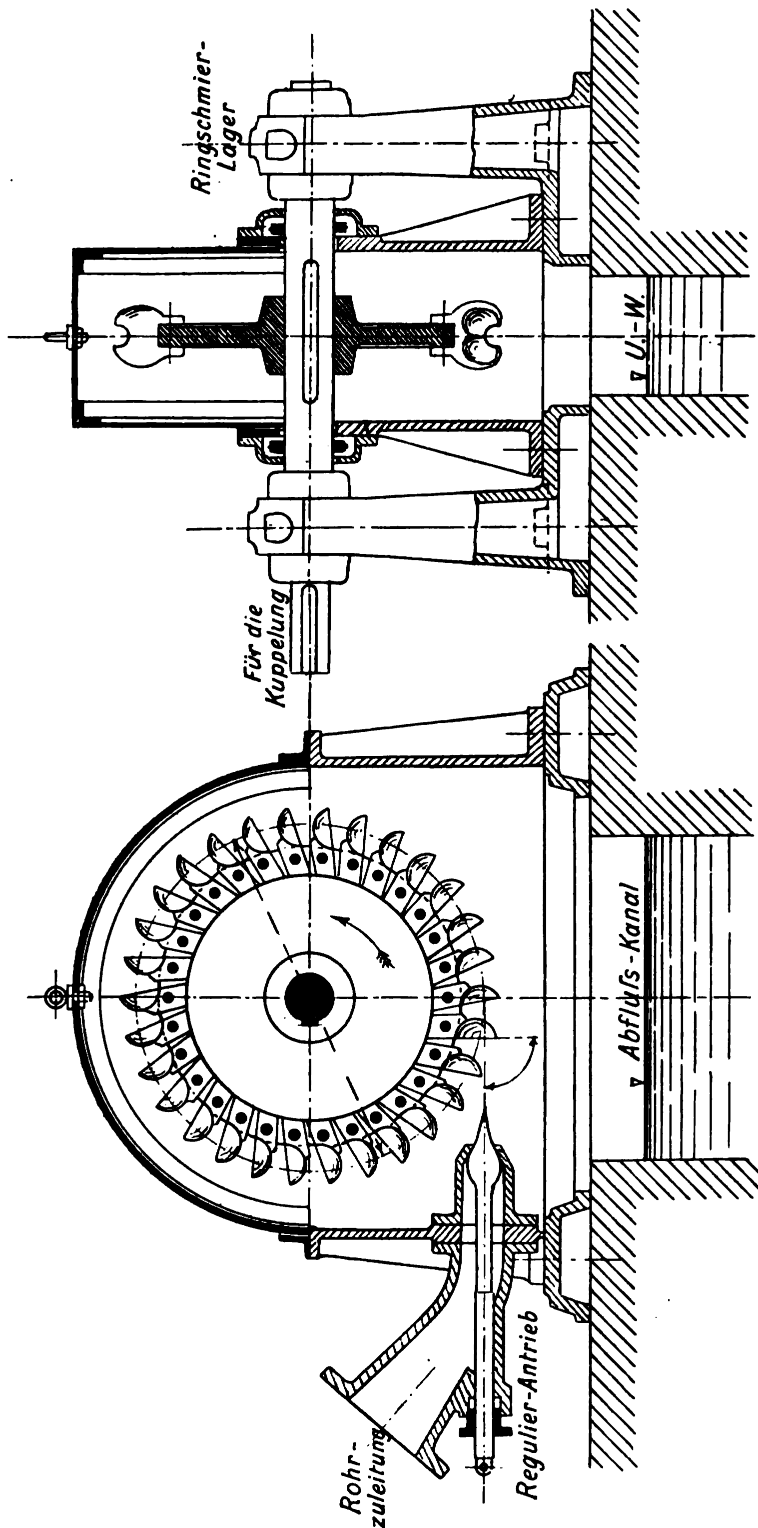


Fig. 667 b.

Fig. 667 a.

2. Hoher Wirkungsgrad für gleichbleibende Umdrehungszahl, auch bei wechselndem Gefälle und Wasserzufluß.
3. Hohe Umdrehungszahl zur Erzielung leichten Triebwerkes.
4. Wo immer möglich, wagerechte Achse.
5. Leichte Regelbarkeit.
6. Anpassungsfähigkeit an gewünschte Umdrehungszahlen.

Die Bedingungen zu 3. und 4. sind deshalb besonders wichtig, weil sie den unmittelbaren Anschluß an die Transmission oder an die Dynamo bei Vermeidung von Zahngetrieben gestatten. Die Überlegenheit der Francis-Turbine ist vor allem auch dem Umstande zuzuschreiben, daß sie die Aufstellung mit wagerechter Achse gestattet. Nur bei kleineren Gefällen — bis gegen 5 und 6 m — und für sehr große Wassermengen

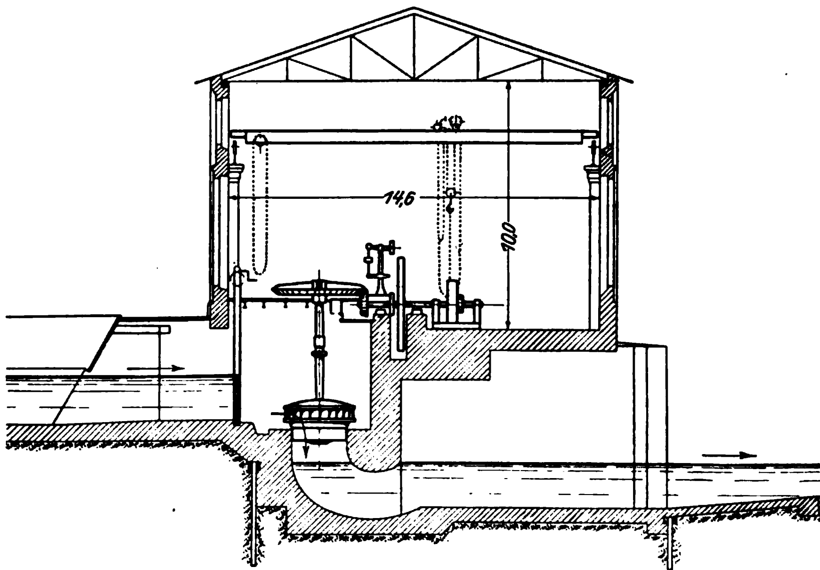


Fig. 668. Städtisches Elektrizitätswerk Kempten. Schnitt durch das Turbinenhaus.

können lotrechte Turbinenwellen selten vermieden werden (vergl. Fig. 668, Elektrizitätswerk Kempten, Maschinenfabrik Augsburg), weil meist der Hochwasserrückstau im Untergraben dazu zwingt, mit den Getrieben hochzugehen und Rädergetriebe hier und da doch nicht umgangen werden können. Entfällt aber die Rücksichtnahme auf Hochwasser, dann ist die wagerechte Achse auch bei kleinen Gefällen anwendbar.

Wir lassen nunmehr nach [52] einige Beispiele von Turbinenanlagen folgen, die von der Maschinenfabrik J. M. Voith ausgeführt sind.

Die allgemeine Anordnung der Reaktionsturbine mit wagerechter Achse, äußerer Beaufschlagung und Saugrohr zeigt Fig. 669. Das Leitrad ist an einem in die Turbinenschachtwand einbetonierten Tragringe seitlich angeschraubt und wird durch einen Deckel in achsialer Richtung gegen den Schacht abgeschlossen. Es umschließt das Laufrad und setzt sich als Saugrohrkrümmer nach der entgegengesetzten Seite fort. Die Turbinenwelle ruht in einem am Deckel angeschraubten Lager, das durch eine durchaus dichte Schutzkappe gegen Wasser geschützt ist, und hauptsächlich noch in einem gewöhnlichen Lager, das durch eine Konsole am Krümmer gestützt wird.

Je mehr Wasser eine Turbine zu verarbeiten hat, je größer sie ist, um so kleiner ist ihre Umdrehungszahl. Um nun bei größeren Wassermengen doch hohe Umdrehungszahlen zu erreichen, ordnet man zwei oder mehr kleinere Turbinen auf gemeinsamer Welle an, deren jede den entsprechenden Bruchteil der Gesamtwassermenge verarbeitet, so daß das Ganze die höhere Umdrehungszahl dieser kleineren Teilturbinen erhält. Das ermöglicht für kleinere Gefälle einfachen Riemenbetrieb und für mittlere Gefälle die Kupplung mit Transmission oder Dynamo. Fig. 670 zeigt diese Anordnung für zwei Teilturbinen. Der Saugrohrkrümmer ist als T-Stück ausgebildet, das an den sich gegenüberstehenden Flanschen je eine Turbine trägt. Das Abwasser wird durch das mittlere Rohr abgeführt.

Turbinen mit liegender Welle im offenen Schacht werden mit Rücksicht auf die Billigkeit der Anlage, wo es die Verhältnisse irgend zulassen, für Gefälle bis ungefähr 10 m aufwärts ausgeführt, wobei der Fußboden bei der Turbine bis zu 5 m über Unterwasserspiegel, die Turbinenachse bis zu 6 m darüber gelegt werden kann. Bei Gefällen über 10 m entstehen meist Schwierigkeiten für die Heranführung des Obergrabens bis dicht an das Turbinenhaus, auch werden dann höhere Einlaufschächte sehr teuer, so daß man unter solchen Verhältnissen das Aufschlagwasser in geschlossenen Röhren zuführt. Die Turbine der Fig. 669 wird alsdann nach Figuren 671 und 672 mit einem Spiralgehäuse umhüllt, in dem das Wasser den Leitapparat umkreist und den einzelnen Leitschaufeln zuströmt.

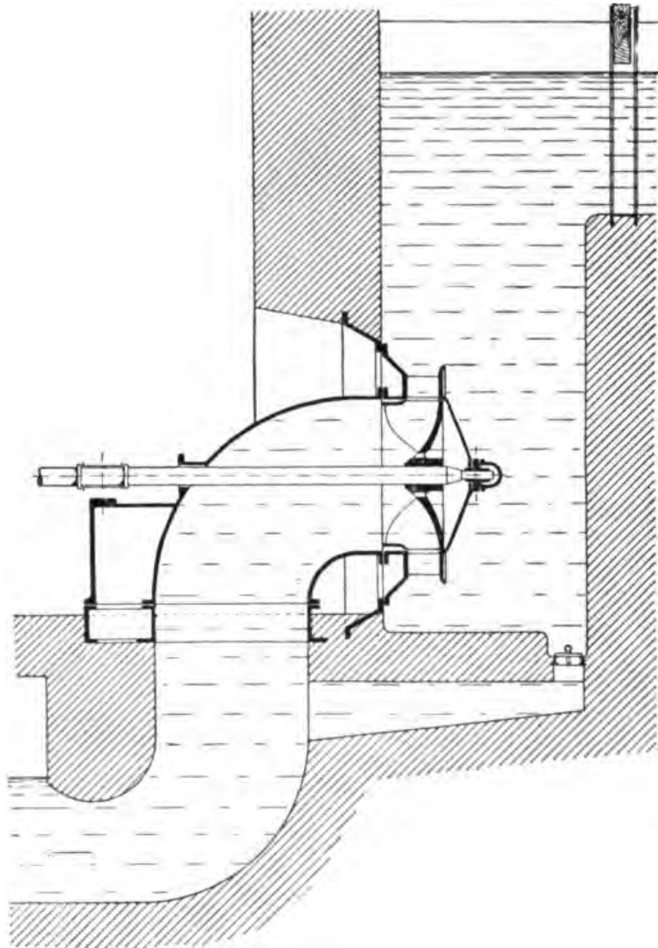


Fig. 669.

Mäßig hohes Gefälle, große Wassermengen und die örtliche Notwendigkeit geschlossener Zuleitung erfordern für hohe Umdrehungszahl die Unterbringung der Zwillingsturbine in einem geschlossenen Kessel, der an die Stelle eines doppelten Spiralgehäuses tritt. Viele Turbinen mit liegender Welle werden mit der zugehörigen Transmission oder Dynamomaschine durch nachgiebige und bei Dynamomaschinen unter Umständen auch isolierende Kupplungen verbunden.

Die Saugrohre werden entweder in Blech oder in Beton ausgeführt; der Kostenpunkt und örtliche Verhältnisse sind dabei entscheidend. Blechsaugrohre sind manch-

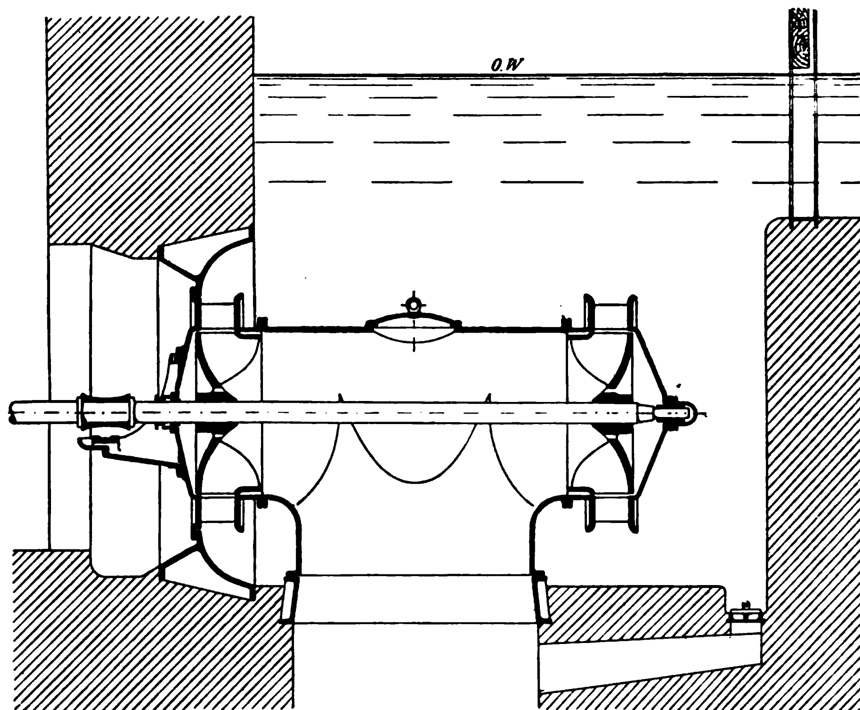


Fig. 670.

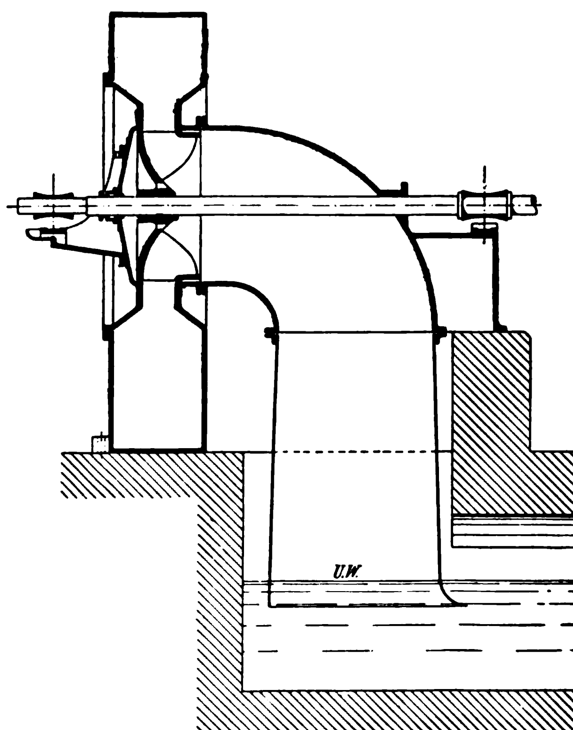


Fig. 671.

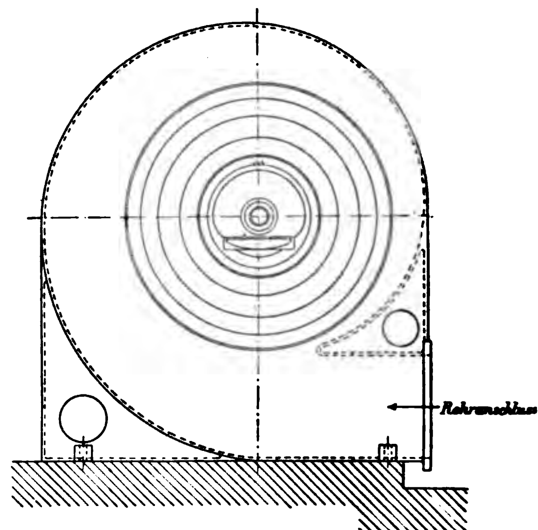


Fig. 672.

mal billiger als solche aus Beton und werden, besonders auch bei kleinen Wassermengen, angewendet, wenn zwischen Rohr und Seitenmauern sowie Sohle des Unterkanals genügend Raum für ungehinderten Wasseraustritt gegeben werden kann. Ist kein genügender Querschnitt für den Austritt aus dem lotrechten Blechrohre zu gewinnen, dann ist der Betonkrümmer am Platze, besonders auch, weil er das Wasser gleich in richtiger Richtung dem Untergraben zuführt. Bei großen Wassermengen ist diese Eigenschaft ausschlaggebend für die Anwendung des Krümmers. Überdies bietet das krümmerartig durchbrochene Betonfundament häufig eine sehr erwünschte Tragkonstruktion für die Turbine selbst.

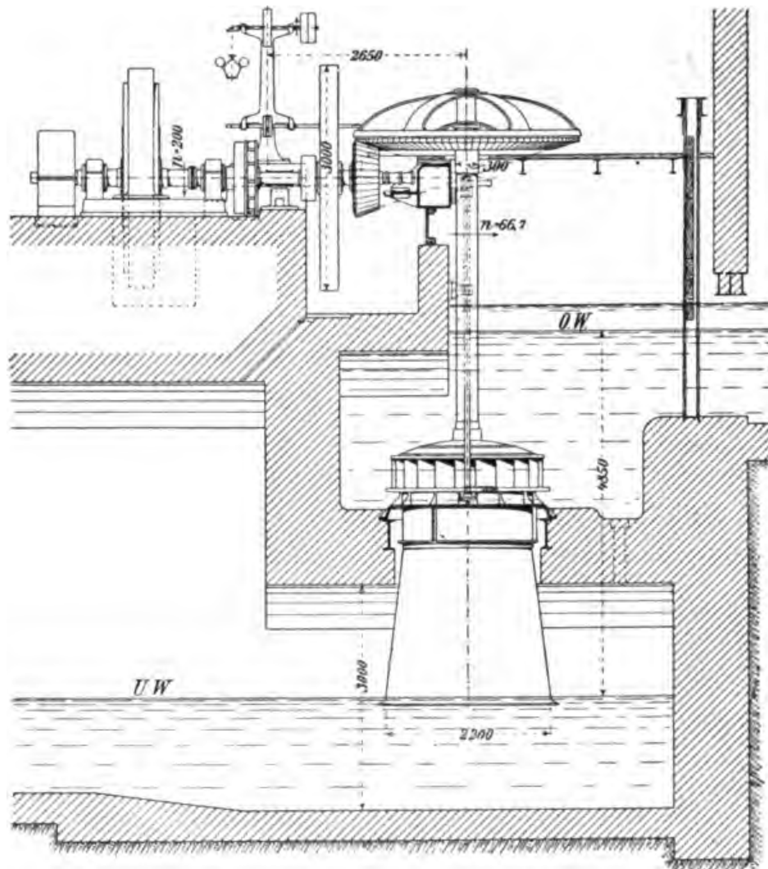


Fig. 673.

Figuren 673 und 674 zeigen die für das Elektrizitätswerk Rosenheim (Bayern) verwendeten Francis-Turbinen von je 250 PS mit stehender Welle und Rädergetriebe. Die Rücksicht auf das Hochwasser verbot die Anordnung der wagerechten Welle.

Die in Figuren 675 und 676 dargestellte Turbinenanlage in Ehrenstein bei Ulm ist bemerkenswert durch das geringe Gefälle, 0,95 m, im Verein mit einer großen Wassermenge, 4 cbm/Sek. Die drehbaren Leitschaufeln werden von Hand geregelt.

Für die Elektrizitätswerke an der Argen sind Francis-Turbinen mit liegender Welle im offenen Schacht nach Figuren 677 und 678 ausgeführt. Das Gefälle be-

trägt 9,9 m. Die beiden Turbinen für je 1,7 cbm Wasserverbrauch sind mit den Wellen 5 m über Unterwasser aufgestellt; sie betreiben jede mittelst Riemens eine Dynamo.

Für eine elektrische Anlage in Varese-Malnate (Oberitalien) sind nach Figuren 679 und 680 zwei Zwillingsturbinen mit liegender Welle im offenen Schacht

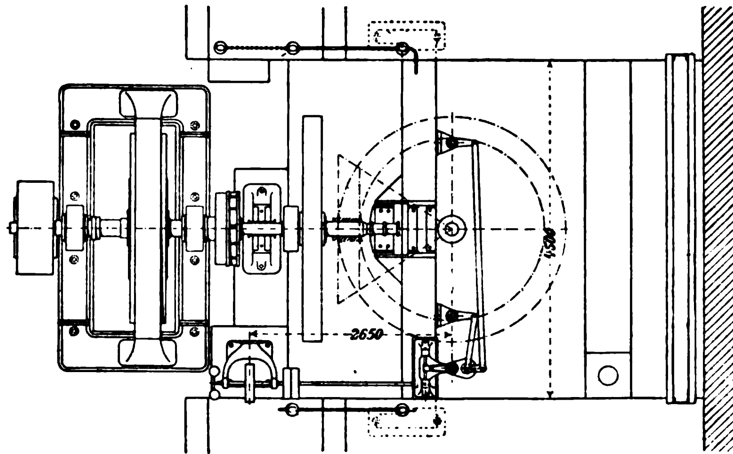


Fig. 674.

zur Erreichung einer hohen Umdrehungszahl miteinander verbunden, wodurch bei nur 4,15 m Gefälle 215 Min.-Umdr. erreicht worden sind. Die Anlage ist vorläufig nur mit Handregulierung versehen.

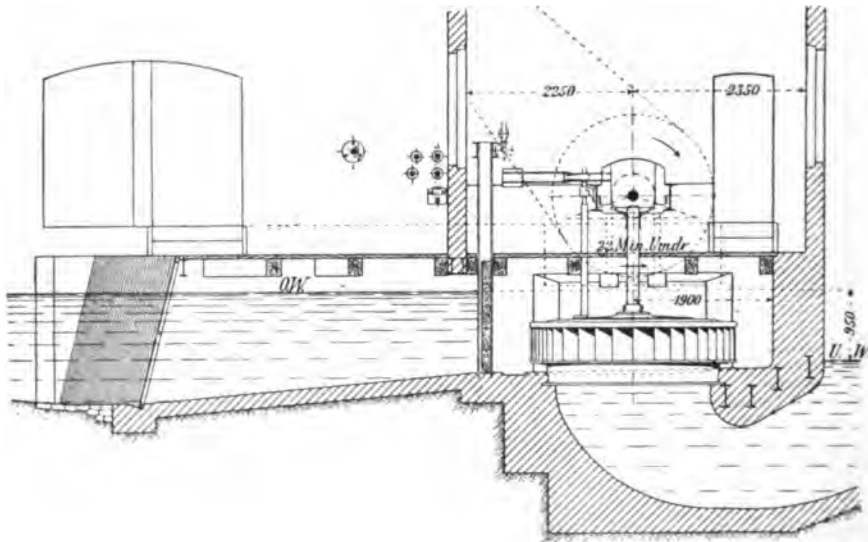


Fig. 675.

Figuren 681 und 682 zeigen zwei Spiralturbinen der Innai-Mine, Japan. Das Gefälle beträgt 27,5 m, die Turbinen leisten bei 375 Umdrehungen je 250 PS, sie sind durch die sogenannte Zodel-Kupplung mit Dynamos verbunden. Das Wasserleitungsrohr ist gemeinsam; die Turbinen sind durch Schieber absperrbar, die durch Elektromotoren betrieben werden.

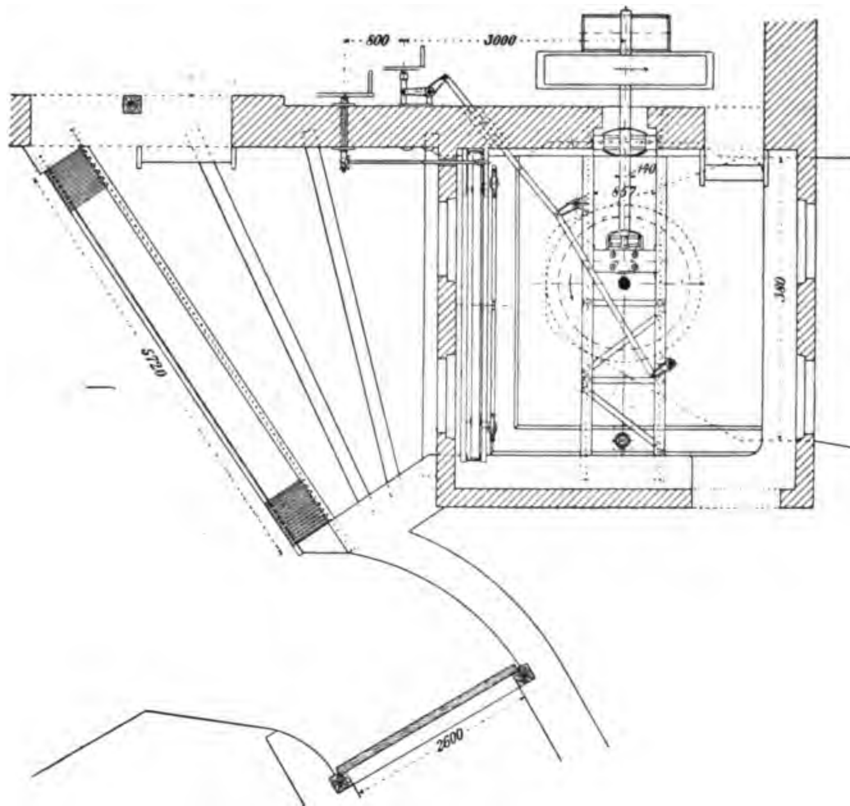


Fig. 676.

Schnitt A-B

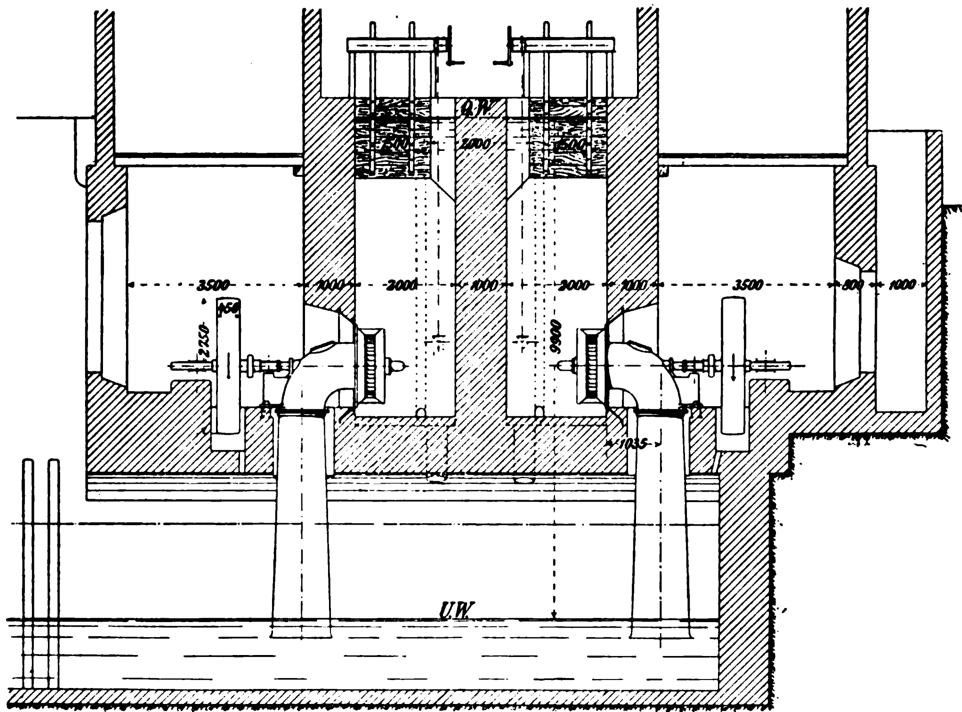


Fig. 677.

Die Motorenanlage einer Spinnerei in Nenzing enthält nach Figuren 683 und 684 vorläufig eine Spiralturbine für 520 PS bei 415 Min.-Umdr. und 48 m Gefälle, die ebenfalls durch Zodel-Kupplung mit einer Dynamo verbunden ist. Für eine zweite Maschinengruppe ist Raum vorgesehen.

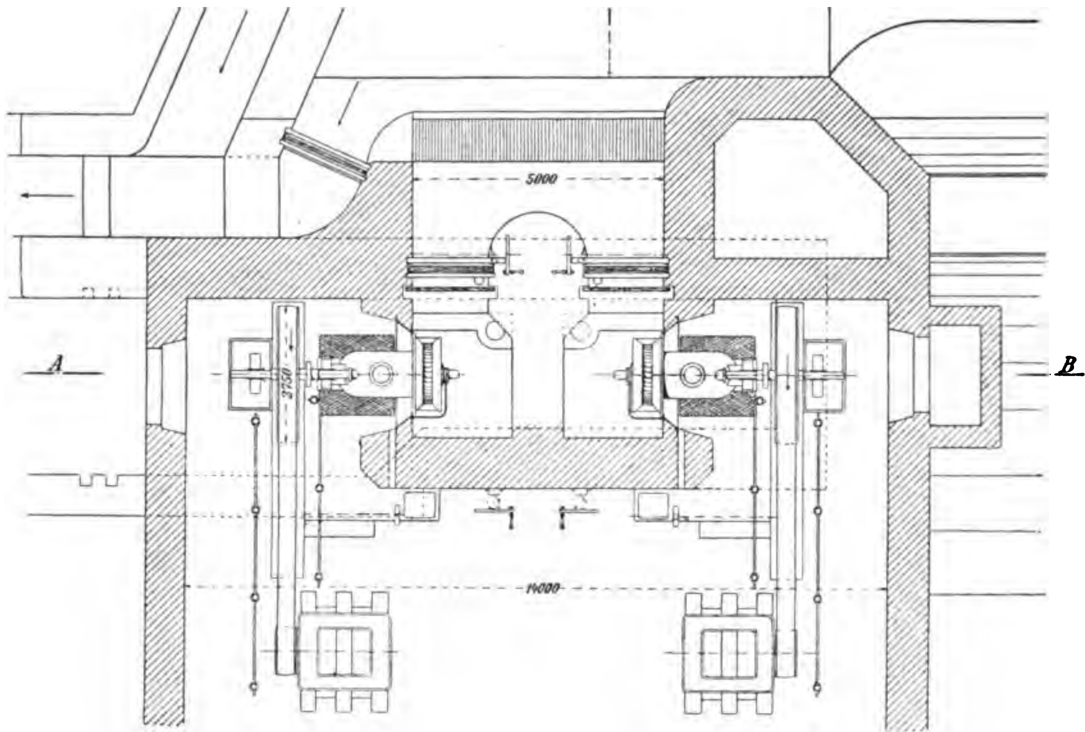


Fig. 678.

§ 4. Wahl der zweckmäßigsten Turbinengattung. (Nach R. Camerer [54].)

Jede Turbine kann in einem bestimmten Gefälle nur eine günstigste Wassermenge verarbeiten und hat nur eine theoretisch richtige Umdrehzahl. Bringt man die gleiche Turbine in verschiedene Gefälle, so ändern sich für normalen Betrieb Wassermenge, Drehzahl und Leistung nach Fig. 685. Daß die Umdrehzahl mit der Wurzel aus dem Gefälle zunimmt, ist unmittelbar einleuchtend, wenn man bedenkt, daß auch die Fallgeschwindigkeit sich so verhält und daß sämtliche Geschwindigkeiten in den Turbinen dem gleichen Gesetze unterworfen sind. Da die Wassermenge proportional ist dem Produkte aus Geschwindigkeit und Querschnitt, so wächst auch sie mit der Wurzel aus dem Gefälle, und da die Leistung sich aus Wassermenge und Gefälle berechnet, so nimmt die Leistung zu mit der Größe: Gefälle mal Wurzel aus Gefälle, d. h. mit $H\sqrt{H}$.

Eine wichtige Beziehung zwischen verschieden großen Turbinen ähnlicher Bauart ist in Fig. 686 dargestellt, wo die Abhängigkeit der Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung vom Laufraddurchmesser D_1 unter Voraussetzung gleichen Gefälles aufgetragen ist. Die Wassermenge wächst hier mit dem Querschnitt, d. h. mit dem Quadrat des Durchmessers, und das Gleiche gilt für die Leistung, wärhend die Umlaufzahl infolge

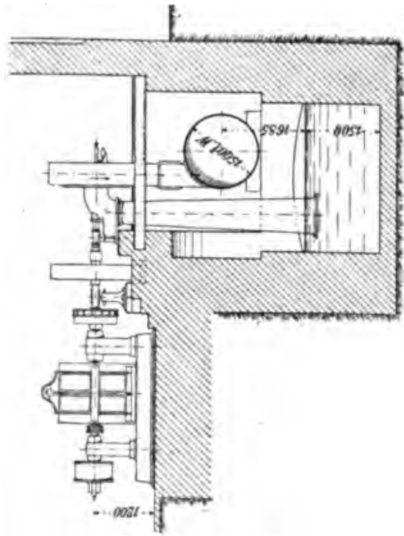
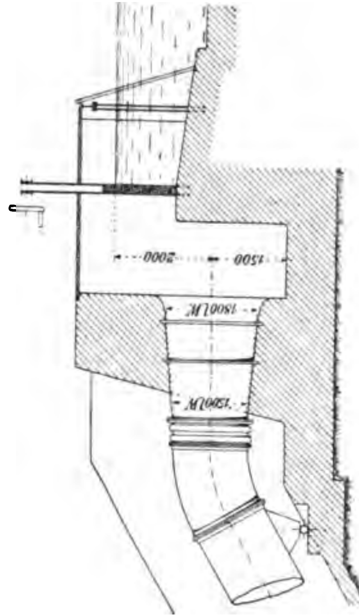


Fig. 681.



Schnitt A-B-C-D

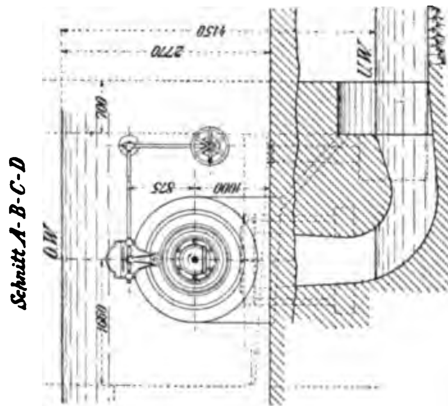


Fig. 680.

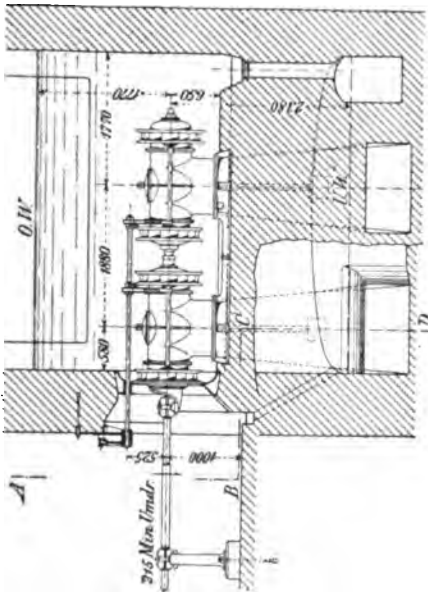


Fig. 679.

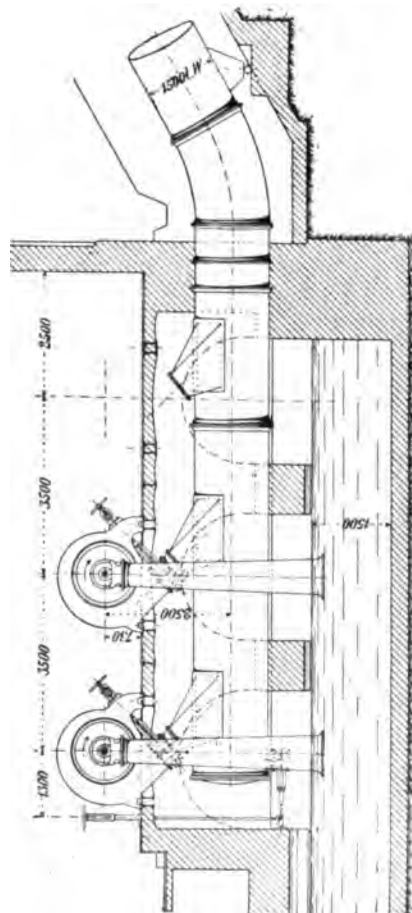


Fig. 682.

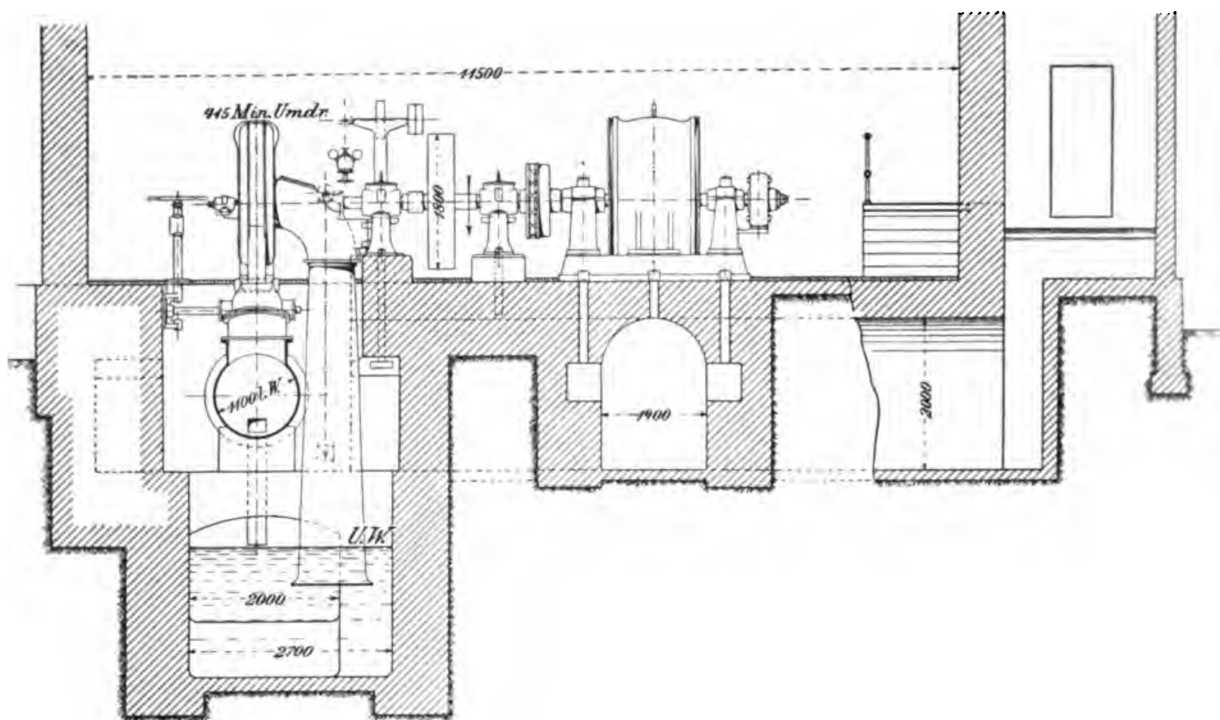


Fig. 683.

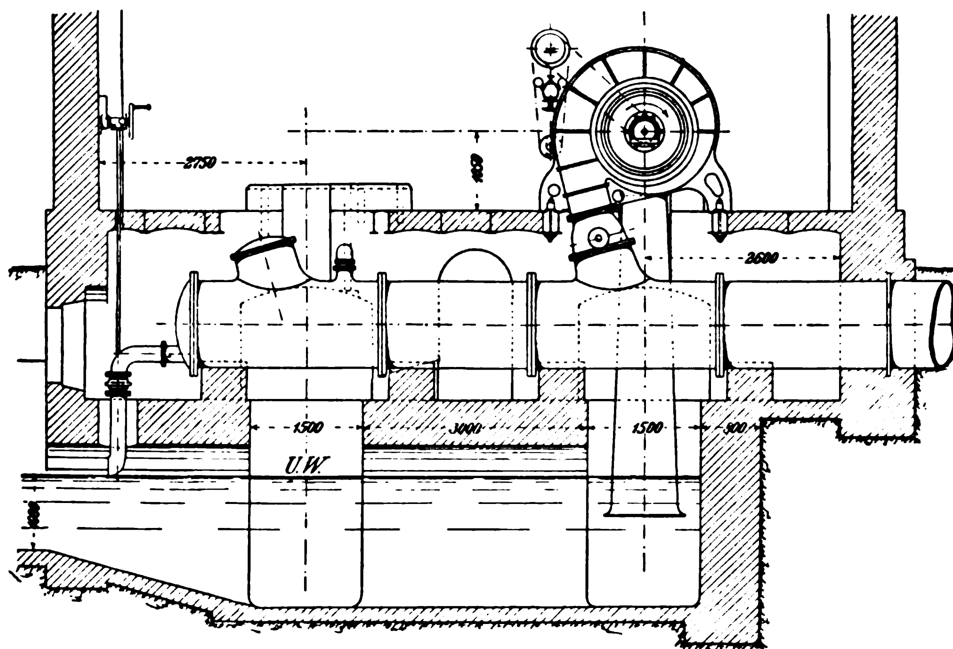


Fig. 684.

der gleichen Umfangsgeschwindigkeit im umgekehrten Verhältnis mit dem Durchmesser abnimmt. Die in den Figuren 685 und 686 theoretisch festgelegten Sätze werden durch

die Erfahrung bestätigt, wenn freilich in Wirklichkeit Wassermenge, Leistung und Umlaufzahl in etwas höherem Maße mit Gefälle und Turbinendurchmesser zunehmen.

Mit diesen Beziehungen kann man nun für irgend eine Turbinengattung die Größe berechnen, mit der im Gefälle von 1 m 1 PS geleistet wird. Die in dem gleichen Gefälle von der betreffenden Turbine erreichte Umdrehzahl kennzeichnet sie bezüglich des Raschlaufens.

Camerer hat für diese Umdrehzahl die Bezeichnung »spezifische Umdrehzahl« eingeführt. Mit ihr ergibt sich folgende Einteilung der Turbinen:

Tangentialräder n_s bis 30
Francis-Turbinen n_s 40 » 100: Langsamläufer,
» n_s 100 » 200: Normalläufer,
» n_s 200 » 300: Schnelläufer.

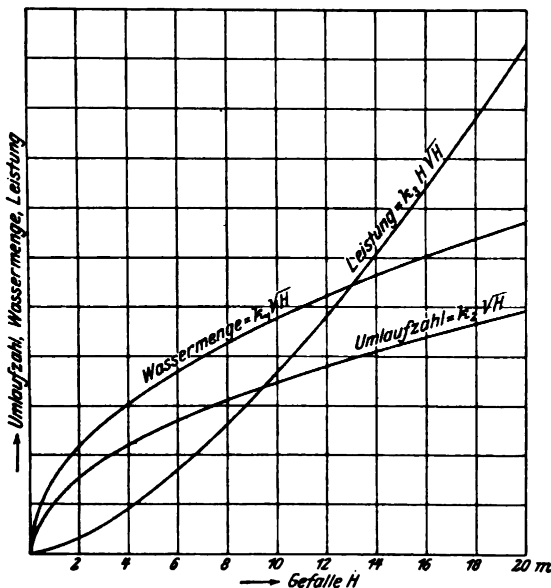


Fig. 685. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung einer Turbine bei verschiedenem Gefälle H.

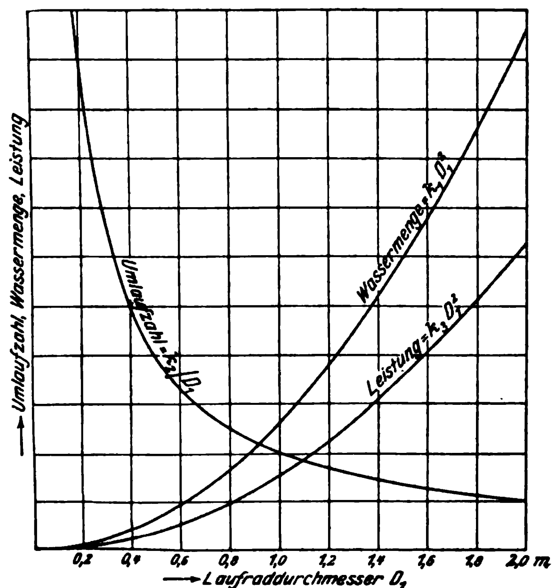


Fig. 686. Umlaufzahl, Wassermenge und Leistung verschieden großer ähnlicher Turbinen bei demselben Gefälle H.

Wie daraus für einen Entwurf die erforderliche Turbinengattung bestimmt werden kann, zeigt Camerer an folgendem Beispiele:

Es soll eine Turbine von

$$N = 2700 \text{ PS und } n = 150 \text{ Uml./Min.}$$

bei 9 m Gefälle entworfen werden.

Die fragliche Turbine würde dann in 1 m Gefälle leisten

$$N_1 = \frac{2700}{9\sqrt{9}} = 100 \text{ PS}$$

und

$$n_1 = \frac{150}{\sqrt{9}} = 50 \text{ Uml./Min.}$$

machen, wobei die spezifische Umdrehzahl

$$n_s = n_1 \sqrt{N_1} = 50\sqrt{100} = 500 \text{ ist.}$$

Dieser Betrag läßt sich ohne weiteres nicht erreichen. Setzt man aber z. B. vier Laufräder auf eine Welle, dann wird $N_1 = 25$ und $n_s = 250$, was also noch in den Bereich der Schnelläufer fällt.

Wenn man auch im Bereich der vorgenannten n_s mit einem Laufrade auskommt, so ist doch zu beachten, daß die Schnelläufer, insbesondere bei wechselnder Beaufschlagung, weniger gute Wirkungsgrade zeigen als die Normalläufer.

B. Technische Grundlagen, Wassermenge und Gefälle.

Für das Entwerfen einer Wasserkraftanlage bilden die Wassermenge und das Gefälle die Grundlage, wie das aus der Gleichung (6) hervorgeht.

Die gewerbliche Verwertung einer Wasserkraft ist an die Bedingung einer möglichst gleichmäßigen Wassermenge gebunden. Wo daher von Natur die Vorbedingungen für eine ziemlich gleichmäßige Wasserführung nicht vorhanden sind, ist durch einen künstlichen Ausgleich — Sammelbecken oder Stauweiher (Talsperren) — eine wirtschaftlich verwertbare Wasserkraft zu schaffen.

Sobald die Zuflußmenge nach Größe und Verteilung ermittelt ist, ist die Betriebswassermenge zu bestimmen. Von ihr hängen ab die Neubaukosten, der Umfang der verwertbaren Kraftleistung, die etwaige Beschaffung einer Dampfreserve und die Wahl der Wasserkraftmaschinen, deren größte Nutzleistung nur bei einer ganz bestimmten Wassermenge und einem ganz bestimmten Gefälle zu erzielen ist.

Die Auffassungen über die Betriebswassermenge gehen auseinander: wir finden sie als die ununterbrochen verfügbare kleinste Wassermenge, ferner als die Wassermenge, die innerhalb eines Zeitraumes von zehn Jahren nicht unterschritten wurde, und auch als die Wassermenge, die mindestens drei Monate im Jahre ununterbrochen vorhanden ist.

Der wirtschaftliche Wert einer Wasserkraftanlage ist am größten, wenn sie ununterbrochen die größtmögliche Kraft liefert. Das ist aber nur bei ununterbrochenem Betriebe möglich, während je nach der Verwendung der durch die Wasserkräfte gewonnenen elektrischen Energie der Kraftbedarf und somit die Betriebszeit in den einzelnen Werken verschieden sind.

Diesem Umstande begegnet man am besten bei größeren Anlagen durch die hydraulische Aufspeicherung in natürlichen oder künstlichen Ausgleichweihern. Mit einer Wasserkraft von N 24stündigen PS kann man dann bei einer täglichen Betriebszeit von n Stunden eine größte Tagesleistung von

$$\frac{24}{n} \cdot N \text{ PS}$$

entfalten.

Durch Ausgleichbehälter, in denen das Betriebswasser während des Betriebstillstandes zurückgehalten wird, um es in den Stunden größten Kraftbedarfs zu verwenden, wird die teure und stets mit bedeutendem Kraftverlust verbundene Aufspeicherung des elektrischen Stromes überflüssig.

Zu empfehlen sind auch Hochbehälter, in die das Betriebswasser in den unbelasteten Stunden des Werkes gepumpt wird, um in den starkbelasteten Stunden Hochdruckturbinen zu treiben.

Aber auch dann, wenn das Betriebswasser so gleichmäßig zufließt, daß ein Ausgleichweiher nicht erforderlich wird, läßt sich die Wasserkraft zweckmäßig nur dadurch

nutzbar machen, daß der betreffende Wasserlauf durch ein Wehr aufgestaut wird. Dabei sind zwei verschiedene Anordnungen möglich: entweder wird das am Wehr vereinigte Gefälle oder die Stauhöhe durch die im Flusse oder am Ufer aufgestellte Wasserkraftmaschine ausgenutzt, oder aber — und das ist die Regel — es wird das natürliche Gefälle des Wasserlaufes innerhalb eines besonderen Werkkanales vereinigt und durch hydraulische Motoren ausgenutzt. Auch in letzterem Falle wird im Flusse selbst kurz unterhalb der oberen Abzweigung des Werkkanales ein Wehr errichtet, das aber hier die Hauptaufgabe hat, die Einführung der dem Flusse zu entziehenden Wassermenge in den Werkkanal zu ermöglichen und zu sichern.

C. Allgemeine Anordnung der Wasserkraftanlagen.

§ 1. Vereinigung des Flußgefälles durch ein Wehr im Flusse und Kraftanlage in oder unmittelbar neben dem Flusse.

Das Wesen dieser Anordnung wird zunächst durch Fig. 687a und b veranschaulicht, die nach P. Werneburg [55] den allgemeinen Entwurf zu einem Wasserkraftwerke an einem Moselwehre darstellen, das bei einer Kanalisierung der Mosel für Schiffahrts-

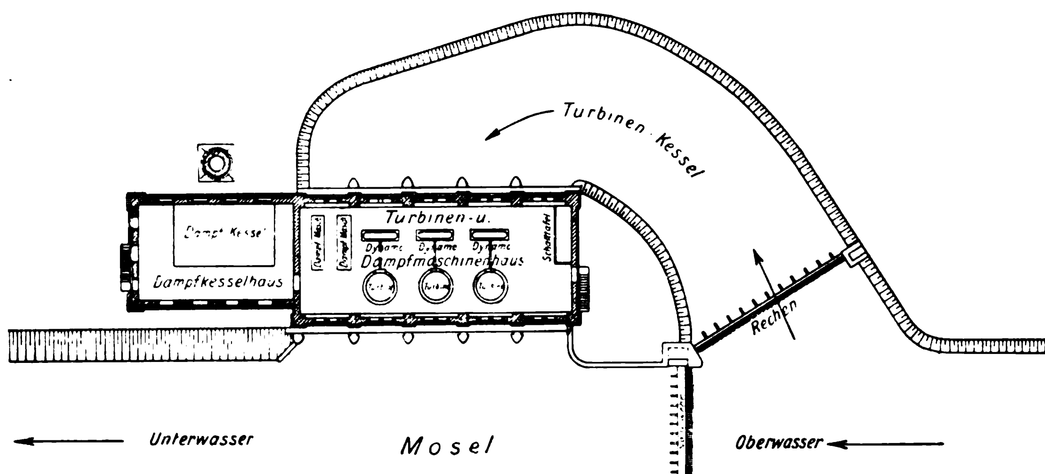


Fig. 687a. Grundriß des Kraftwerkes.

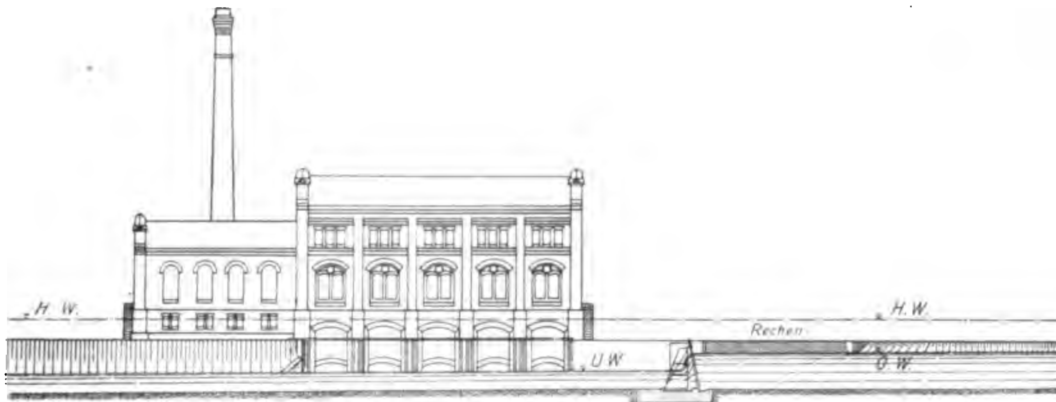


Fig. 687b. Ansicht des Kraftwerkes.

zwecke in Frage kommen könnte. Am linken Ufer ist eine Kammerschleuse vorgesehen. Erreicht das Gefälle ein gewisses Mindestmaß, dann können die Turbinen nicht mehr

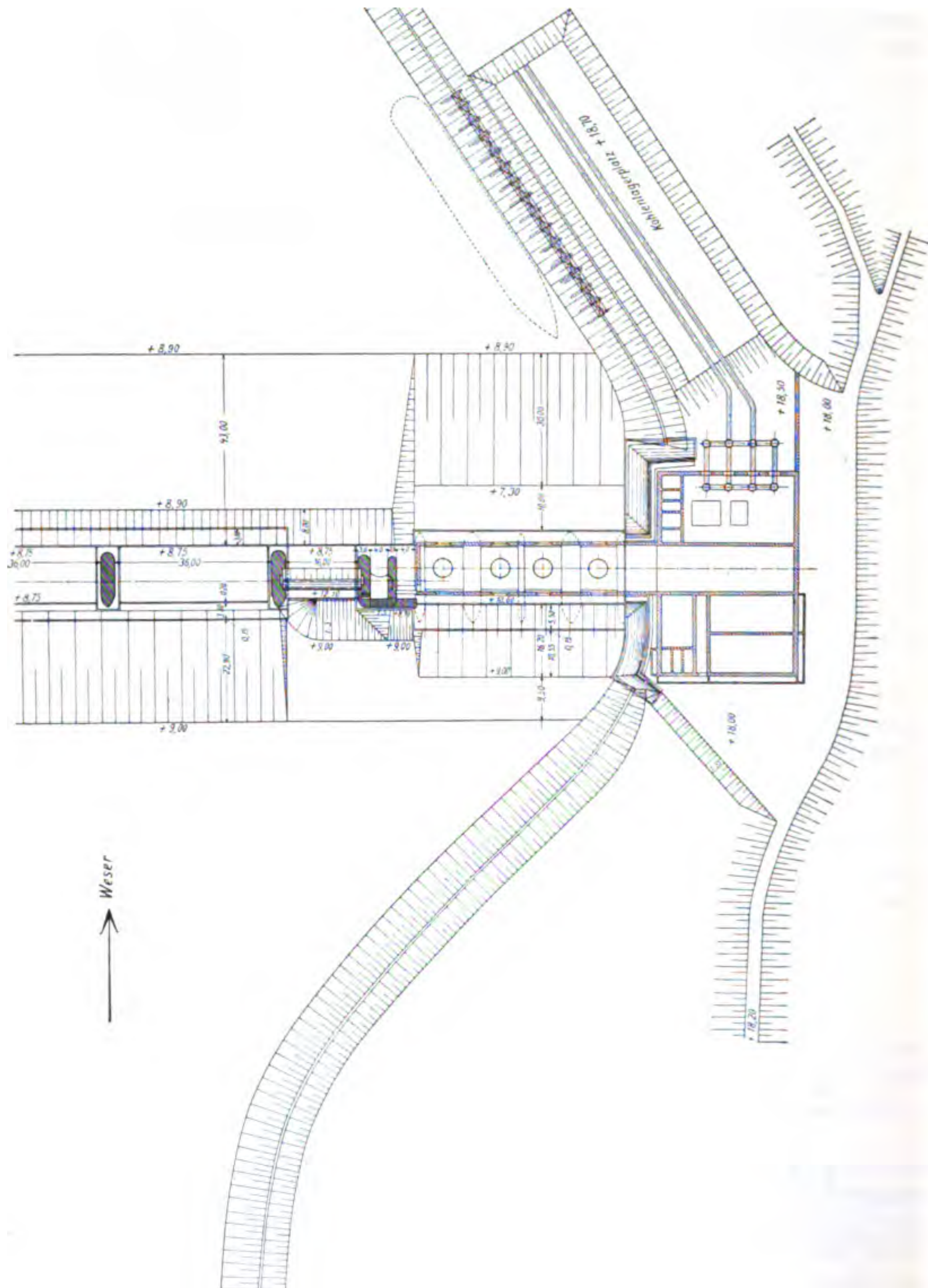


Fig. 688. Wehr- und Kraftanlage bei Dörverden.

vorteilhaft arbeiten, es muß dann für sie eine Hilfsdampfkraft eintreten. Das Gleiche würde bei eintretendem Eisgange stattfinden müssen, weil dann das Wehr umgelegt werden müßte.

Ein anderes Beispiel der in Rede stehenden Anordnung zeigt die in Fig. 688 dargestellte Wehr- und Kraftanlage bei Dörverden an der Weser. Der bis 4,2 m betragende Aufstau wird auch hier durch bewegliche Wehre bewirkt. Das Wasserkraftwerk wird für eine Leistung von 3000 PS mit voller Dampfreserve ausgeführt: die letztere kann später verdoppelt werden. Neben dem Turbinenkanal ist eine Fisch- und Kiesschleuse angeordnet, auf dem linken Ufer befindet sich ein zweiter Fischweg. Oberhalb der Wehranlage zweigt am rechten Ufer ein Schiffahrtskanal mit Kammerschleuse ab. (Vergl. die weiteren Mitteilungen über diese Anlage im Neunten Teile.)

§ 2. Vereinigung des Flußgefälles in einem besonderen Werkkanale neben dem Flusse und Kraftanlage am Werkkanale.

Auch diese Anordnungen sind so zu entwerfen, daß sie die beste Ausnutzung des gegebenen Gefälles herbeiführen. Zu dem Ende ist

1. im Werkkanal das natürliche oder Brutto-Gefälle des Wasserlaufes mit möglichst geringem Gefälleverlust für die Zu- und Ableitung des Wassers an einer Stelle zu vereinigen, und

2. in der Turbine das übrigbleibende nutzbare oder Netto-Gefälle mit der zufließenden Wassermenge bestmöglich zu verwerten.

Dem Bauingenieur fällt die erste, dem Maschineningenieur die zweite Aufgabe zu, es wird daher hier nur jene erörtert werden. Der aus dem Flusse, Fig. 689a, bei A abzweigende und in ihn bei B wieder einmündende Werkkanal zerfällt in zwei Teile: den Obergraben e und den Untergraben i, zwischen denen die Turbinenkammer h liegt. Durch das Wehr a wird der Fluß, dessen freies Gefälle nach der Linie AB, Fig. 689b, verläuft, um h_s aufgestaut. Von dem hierdurch gewonnenen Bruttogefälle H wird das Gefälle h_0 verbraucht zur Überwindung der Bewegungswiderstände im Obergraben und das Gefälle h_u für die Abführung des Wassers im Untergraben. Das Nutz- oder Nettogefälle beträgt somit

$$H - (h_0 + h_u).$$

Es sollte als Gefälle einer Anlage nicht das nutzbare, sondern das ganze Bruttogefälle durch die behördliche Konzession verliehen und festgelegt werden. Dadurch würde, wie Pfarr [52] mit Recht betont, eine sichere Grundlage sowohl für die bestehenden als auch für neu sich angliedernde Werke geschaffen.

In gehörigem, von örtlichen Verhältnissen abhängigen, Abstande oberhalb des Wehrs, etwa 20 m oder mehr, zweigt der Obergraben vom Flusse ab. Der Einlauf ist durch einen Eisrechen b aus Eisenschienen, die in 30 bis 50 cm gegenseitigem Abstande anzuordnen sind, zu schützen. Dabei ist dafür zu sorgen, daß trotz dem Eisrechen der verbleibende Einlaufquerschnitt das gleiche Wasserabführungsvermögen erhält wie der Grabenquerschnitt. Ist

f_0 der nach Abzug der Rechenschienen verbleibende Einlaufquerschnitt,
μ die Einschnürungszahl, gleich etwa 0,5, und
f der Grabenquerschnitt,

dann wird

$$f_0 = 2f.$$

Jeder durch den Eisrechen etwa verursachte Aufstau würde entweder eine Überschreitung der genehmigten Stauhöhe oder aber einen Verlust an Nutzgefälle bedingen.

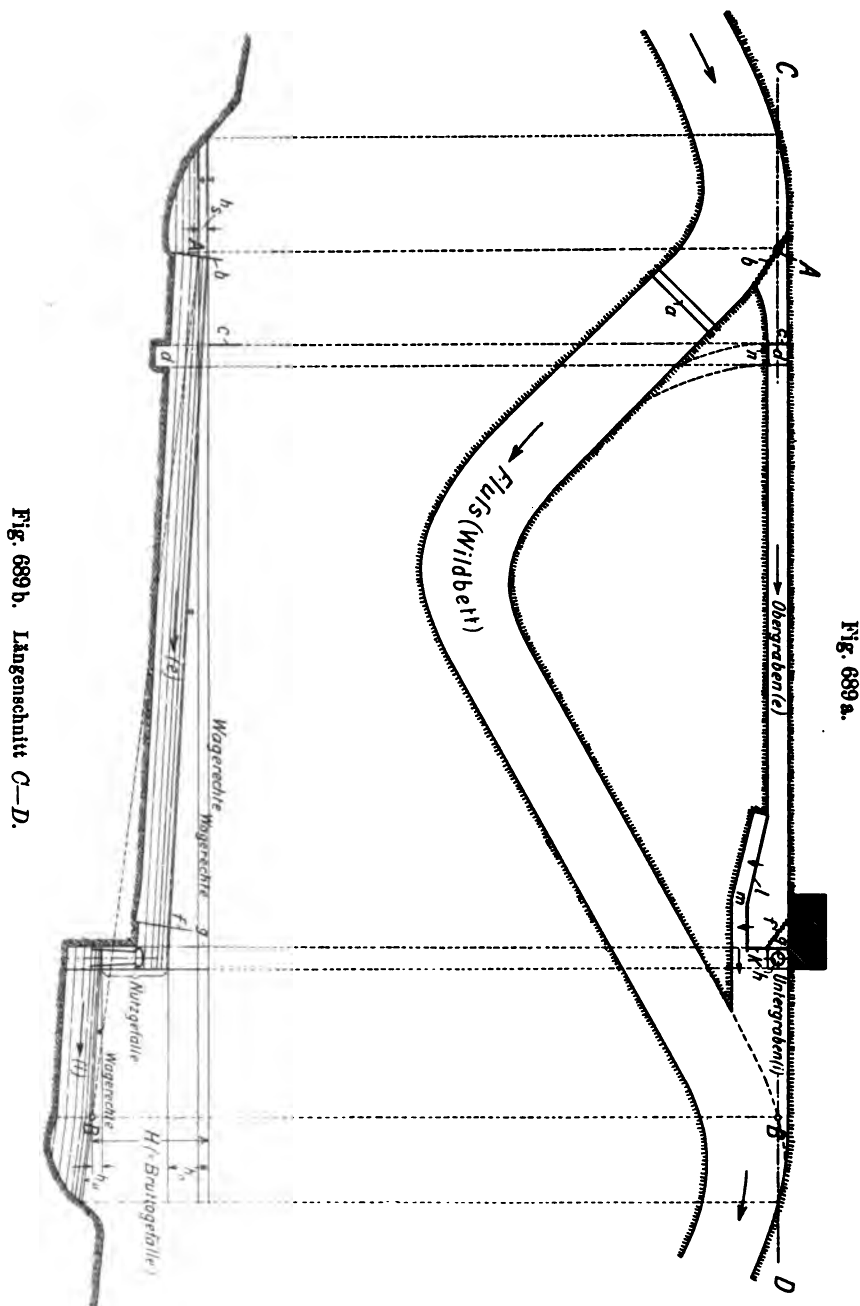


Fig. 689a.

Fig. 689b. Längenschnitt *C—D*.

Zur Regelung des Wasserzuflusses in den Obergraben sind Einlaßschützen *c*, über Hochwasser abschließend, erforderlich. Bei Kies und Geschiebe führenden Wasserläufen wird auch wohl noch ein sogenanntes Kiesschütz *n*, das aus einer vertieften Stelle des Grabens, dem Kiesfang *d*, zum Flusse oder Wildbette führt, angeordnet.

Da die Herstellung des Obergrabens meist erheblich weniger Bodenaushub erfordert als der Untergraben, der Obergraben also meist erheblich billiger als dieser herzustellen ist, so wird man den Untergraben tunlichst kurz machen, d. h. das Turbinenhaus so nahe als möglich an die untere Ausmündung B legen.

Von ganz besonderer und durchaus nicht immer genugsam gewürdigter Bedeutung ist es, dem Werkkanal einen für die Wasserführung günstigen Querschnitt zu geben, so daß der Gefälleverbrauch sowohl im Ober- als auch im Untergraben ein kleinster wird. Abgesehen von der hierdurch bedingten Form des Querschnittes ist auch seine Wandung möglichst glatt zu machen. Erdgräben sind sorgfältig zu unterhalten und namentlich von allem Pflanzenwuchs, Unkraut usw. durchaus frei zu halten. Das Gefälle der Grabensohle muß für die gewöhnliche Wasserführung gleich dem Spiegelgefälle sein, so daß bei gleichbleibendem Querschnitte sich das Wasser mit gleichförmiger Geschwindigkeit bewegt. Eine Abnahme des Querschnittes in der Strömungsrichtung ist zu vermeiden, weil sich dann Senkungskurven bilden würden, womit ein Verlust an Nutzgefälle verbunden sein würde. Je größer der Querschnitt, also je kleiner die Geschwindigkeit, um so kleiner ist, bei sonst gleichen Umständen, der Gefälleverbrauch. Man lege daher der Berechnung des Grabenquerschnittes eine sekundliche Geschwindigkeit von etwa 0,3 m bis höchstens 0,7 m zugrunde. Der dagegen erhobene Einwurf, daß dabei der Werkkanal zu rasch verschlamme, ist unberechtigt. Der Werkkanal muß sowieso ab und zu gereinigt werden. Handelt es sich hierbei um feinste Sinkstoffe, um Schlamm, so kann dieser während des Betriebes beseitigt werden. Gegen kiesige Geschiebe hilft aber auch eine größere Wassergeschwindigkeit nicht, während eine kleine nur vorteilhaft wirkt, weil bei ihr der Kies nur bis in die Kiesschleuse geführt wird, aus der er mittels der erwähnten Kiesschütze leicht entfernt werden kann.

Jede Änderung in der Wassermenge ändert den Gefällebedarf und damit die Spiegelhöhen zu beiden Seiten der Turbinenkammern h. Beim Regulatorbetrieb sind unter Umständen die Schwankungen in den Spiegelhöhen so groß, daß, besonders bei einem langen Obergraben, vor dem Turbinenhause ein langer Hochwasserüberfall l, ein »Übereich«, vorgesehen werden muß, dessen Wirksamkeit durch eine Freischleuse oder ein Leerlaufschütz k, wenn nötig, unterstützt werden kann.

Die den Obergraben beiderseits begrenzende Dammkrone ist, wenn tunlich, wagerecht zu führen. Wenn auch das Übereich eine zu hohe Anfüllung des Obergrabens bis zu einem gewissen Grade verhindern kann, so sollte doch Sicherheit dafür gegeben sein, daß der eigentliche Graben nirgends überlaufen kann. Besonders bei Hochwasser liegt die Gefahr vor, daß der Wasserspiegel im Obergraben zu hoch ansteigt, da es vom Turbinenwärter nicht verlangt werden kann, daß er die Einlaßschleuse c unausgesetzt beobachte und entsprechend einstelle. Es sollten daher tunlichst die Dammkronen des Obergrabens höher liegen als der höchste Oberwasserstand beim Wehr a. Alsdann ist der Obergraben gesichert und außerdem die Möglichkeit gegeben, den Gefälleverlust infolge Hochwasserrückstaues des Untergrabens durch Hineinleiten des höheren Oberwassers einigermaßen auszugleichen. Das kann für Anlagen ohne Dampfreserve sehr wichtig sein.

Die Obergrabensohle sollte man, wenn möglich, tiefer legen als es nach der Berechnung erforderlich wäre, damit man im Winter ohne zu große Querschnittverkleinerung eine Eisdecke auf dem Wasser erhalten kann. Eine Eisdecke ist ein sehr wirksamer Schutz gegen Grundeisbildung, weil sie die Wärmeentziehung verhindert.

Der Untergraben ist ebenfalls so anzulegen, daß er möglichst wenig Gefälle verbraucht. Aus vorstehenden Darlegungen erhellt die Wichtigkeit einer richtigen Grabenanlage. »In falscher Grabenanlage«, sagt Pfarr [52], »sind oft mehr Prozente Nutzeffekt begraben, als man gemeinhin glaubt.«

Endlich ist noch zu bemerken, daß vor dem Einlauf in die Turbinenkammer noch ein Einlaßschütz g und ein Feinrechen f anzuordnen ist. Diese Rechen, welche schwimmende Fremdkörper von der Turbine abhalten sollen, sind gegen die Lotrechte zu neigen, damit die vor ihnen angesammelten schwimmenden Fremdkörper, wie Laub usw., an ihnen durch den Wasserdruck nach oben geschoben werden, so daß diese mit Handrechen leicht entfernt werden können. Die Rechenstellung ist auch durch die Rücksicht auf die Fischerei sehr enge zu halten: 2 cm kann als passende Lichtweite zwischen den Rechenstäben gelten. Durch die schräge Grundrißanordnung der Rechen, vergl. Fig. 689a, wird der normale Grabenquerschnitt aufrecht erhalten. Die Rechen werden aus Schmiedeeisen hergestellt, und zwar entweder aus Ovaleisen, daß den Durchfluß des Wassers erleichtert, oder auch aus Flacheisenstäben, die einzelne unter sich verbundene Felder bilden. Sowohl die Ovaleisen als auch die Flacheisen sind mit ihrer längeren Achse parallel zur Strömungsrichtung anzuordnen. Endlich ist der Rechen so auszubilden, daß er leicht auszuheben ist.

Unterhalb der Freischleuse oder des Leerlaufschützes k befindet sich das Sturzbett, auch wohl Leerschuß oder Freigerinne genannt. Th. Rümelin [56] empfiehlt die Abdeckung des Sturzbettes durch einen Dielenbelag auf verankerten, in einfachen Fällen auch bloß einbetonierten keilförmigen Lagerhölzern oder durch Zementputz mit Drahtgeflechteinlage. Ist die erstere Abdeckungsart schon wegen ihrer größeren Elastizität und leichten Auswechselbarkeit der letzteren vorzuziehen, so kommt sie nur in Frage, wenn das überstürzende Wasser Beimengungen von Sand, Eis usw. enthält. Bei beiden Abdeckungen ist es zum Schutz gegen die Einwirkungen von Frost und Sonnenbestrahlung nötig, für dauernde Wasserbedeckung von 1—2 m Höhe über dem Sturzboden zu sorgen. Beide Arten der Abdeckung sind an dem Leerschuß der in Fig. 690a und b, nach [56] schematisch dargestellten Wasserkraftanlage in Tacherting bei Trostberg in Bayern mit gutem Erfolge ausgeführt worden. An diesem Leerschuß ist nach Rümelins Meinung zum ersten Male mit der alten Anschauung gebrochen worden, daß ein Leerschuß vor allem das überschüssige Wasser so schlank wie möglich in den Untergraben befördern müßte. Es ist Rümelin darin beizupflichten, daß gerade das Umgekehrte anzustreben ist, daß im Leerschuß ein möglichst großer Anteil der kinetischen Energie des ihn durchströmenden Wassers zu vernichten ist. Bei kleinen Wassermengen und Fallhöhen ist das schon durch einen einzigen kräftigen Absturz zu erreichen. Bei großen Wassermengen und Fallhöhen muß man sogenannte Tosbecken verwenden. Rümelin schlägt vor, alsdann die die einzelnen Becken voneinander trennenden Querwände oder Quersporne im Grundriß nach Fig. 690b zu brechen oder auch nach oben ausbiegend zu krümmen und sie in der Mitte tiefer als an den Seiten zu lassen, damit die Wassermassen in den Kammern möglichst durcheinander gewirbelt werden und an lebendiger Kraft verlieren. Man könnte auch die Kammern ungleich breit machen und die einzelnen Übersturzstellen gegeneinander versetzen. Auch Richtungsänderungen und ein möglichst langer Überfall am Leerschußende tragen in wirksamer Weise zur Vernichtung der kinetischen Energie des Wassers bei.

Wo, wie in kalten Gegenden, viel Eis in den Werkkanal gelangen kann, ist, um einer Verstopfung des Leerschußes mit Eis vorzubeugen, außer dem Leerschuß für

die Regelung des Kraftwasserhaushaltes noch ein besonderer Eisschuß anzuordnen. Damit die durch dieses Gerinne abfließenden mit Eis beladenen Wassermassen möglichst leicht in den Untergraben befördert werden, muß das Gerinne hindernisfrei, möglichst glatt und steil geneigt angeordnet werden. Der Eisauslaß und womöglich auch ein Teil des Überfalls müssen in die gerade Verlängerung des Obergrabens gelegt werden: die Einlaufkammern zum Kraftwerk zweigen dann seitlich ab. In vielen Fällen wird man mit Rücksicht auf die Kosten den Eis- und Leerschuß in einem Bauteile vereinigen, was durch die Lage dieses Gerinnes in der Mitte, frei vom Ufer, erleichtert wird.

Besonders wichtig ist es, die Sohle unterhalb des Krafthauses auf genügende Länge ausreichend zu sichern.

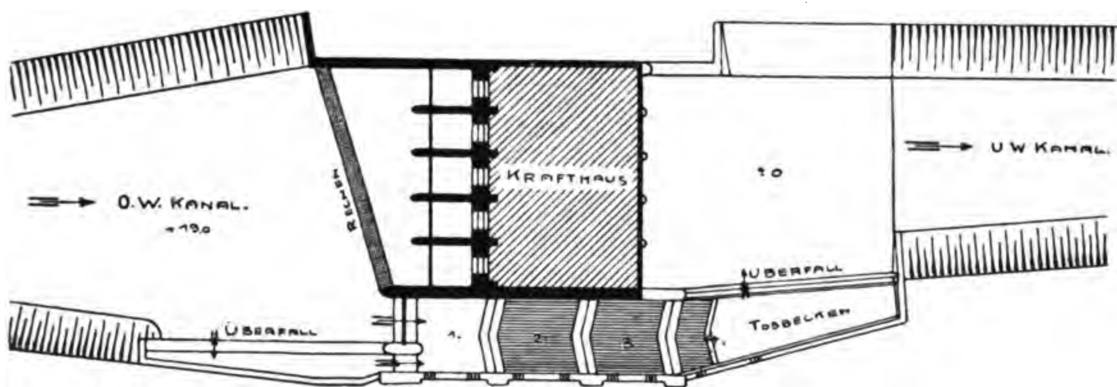


Fig. 690 a.

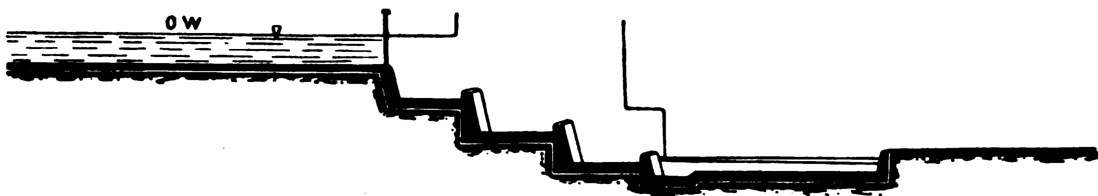


Fig. 690 b.

Fig. 691 bringt als Beispiel einer neueren Turbinenanlage nach [57] den Lageplan des Kraftwerkes für eine Spinnerei am Stadtbach in Augsburg. Die verfügbare Wassermenge beträgt im Mittel etwa 40 cbm/Sek. und geht nur während strenger Winter oder großer Trockenheit zurück. Das Nutzgefälle beträgt bei Niedrigwasser rund 7,5 m, bei Mittelwasser 7,0 m und bei Hochwasser etwa 6,0 m. Somit ist eine absolute Wasserkraft von 3750 PS. vorhanden. Der Zulaufkanal hat eine Länge von rund 2000 m, eine Sohlenbreite von 14 m und eine Wassertiefe von 2,50 m; seine Seitenwände sind unter 1 : 1,5 geböscht. Sein Querschnitt beträgt somit 44,4 qm und die mittlere Durchflußgeschwindigkeit $v = 0,9$ m/Sek.

Der Ablaufkanal hat eine Länge von 100 m, bei 37 m Sohlenbreite und 2—3 m Tiefe. Der Zulaufkanal oder Obergraben verbreitert sich nur unmerklich vor den Turbinenkammern, und das Wasser tritt ohne jede Richtungsänderung auf die ruhigste Weise ein. Die Rechenstäbe liegen parallel zu den Wasserfäden, wodurch das Rechen-

gefälle fast unmerklich wird. Ein Übereich von etwa 60 m Länge regelt den Oberwasserspiegel und ein Leerschuß mit zwei doppelten Fallen von zusammen 6 m Lichtweite ist außerhalb der Turbinenkammern angeordnet. Damit ist die Stetigkeit des Wasserlaufes, auch bei Arbeitsunterbrechungen, hinlänglich gewährleistet. Das Gefälle des Leerschußes ist in zwei Stufen geteilt; seine Sohlen und Seitenwände sind mit Holz gefüttert, um das Mauerwerk zu schonen. Außerhalb des Leerschusses ist eine 6 m breite Floßgasse angeordnet, in die auch das Übereich mündet.

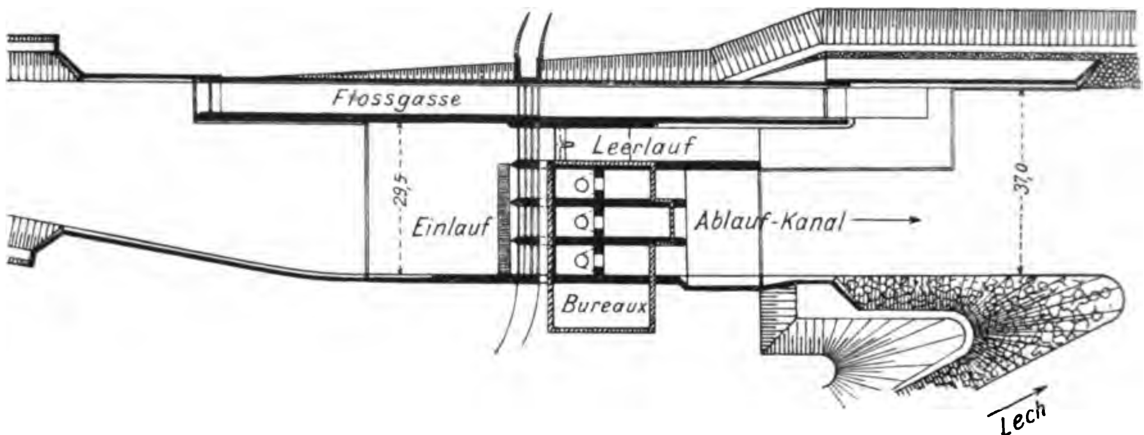


Fig. 691. Lageplan der Turbinenanlage der Spinnerei am Stadtbach in Augsburg. 1:1500.

§ 3. Kraftversorgung aus natürlichen hochliegenden Sammelbecken oder aus künstlichen Stauweihern (Talsperren).

Das Betriebswasser wird dem Sammelbecken oder Stauweiher entweder durch Stollen oder durch Rohre oder auch wohl durch hochgelegene sogenannte Hangkanäle entnommen. Letztere werden entweder in Mauerwerk oder Eisenbeton, seltener in Holzbau hergestellt und zuweilen gegen Vereisung, Verunreinigung oder Überschüttung mit Geröllmassen überdeckt.

Vielfach wird das Betriebswasser durch einen Stollen in schwachem Gefälle bis zu einem scharfen Abfallpunkt des Berghanges geleitet und dann mittels eines Übergangsbauwerkes, des sogenannten Wasserschlosses, in eisernen Druckrohren zu den Motoren hinabgeführt. Das Wasserschloß hat die Aufgabe, in der gleichen Weise wie ein oben offenes Standrohr die Druckrohrleitung gegen den Wasserschlag oder Wasserstoß zu sichern.

Über die Entnahme des Kraftwassers aus Stauweihern durch Stollen und Rohre ist bereits im vorigen Abschnitte das Erforderliche gesagt worden.

Nur sei unter Hinweis auf die Figuren 662 und 663 und in Ergänzung der im vorigen Abschnitte gebrachten Angaben über das größte künstliche Staubecken Europas, die Waldecker Talsperre bei Hemfurt noch mitgeteilt, daß die Bauten zur Ausnutzung der Wasserkraft unmittelbar vor der Sperrmauer linksuferig angeordnet sind. Für die Abgabe von Wasser sind im ganzen zwölf Rohre vorhanden, die zu je zweien in einem Stollen liegen. Auf der rechten Seite des Hochwasserüberfalles dienen sechs Rohre von je 1350 mm Durchmesser als Grundablässe für das Sammelbecken, während die sechs Rohre auf der linken Seite mit einem Durchmesser von je 1500 mm den

Wasserzufluß zu den Turbinen bilden und zwei von ihnen gleichzeitig auch als Grundablaßrohre dienen. Vor den Turbinenrohren befinden sich im Becken Einlaufkammern, in denen die Rohre durch als Notverschlüsse dienende Schütze abgeschlossen werden können. Den ersten Betriebsverschluß des Kraftwerkes gegen das Sammelbecken, der

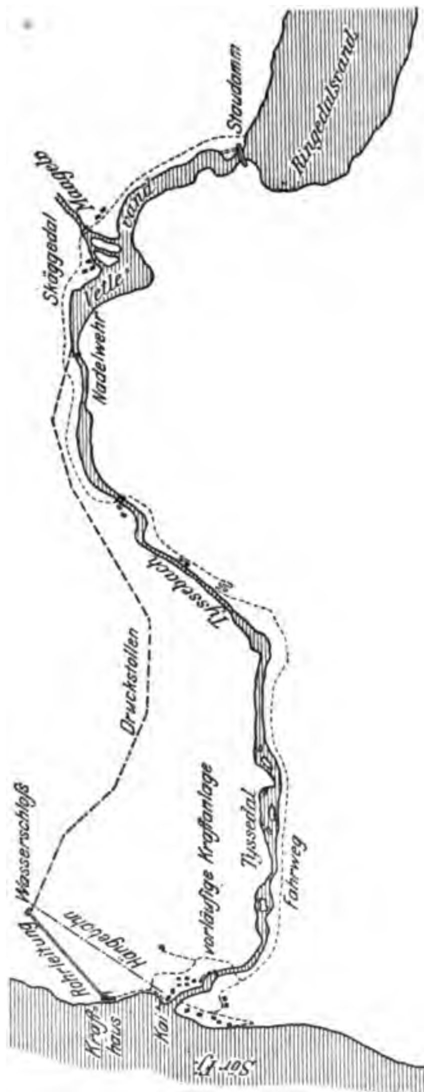


Fig. 692a.

Maßstab 1 : 40000.

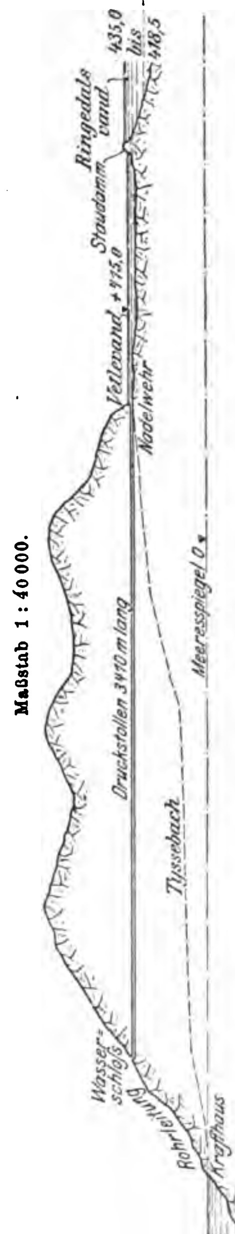


Fig. 692b.

aber nur als Reserve dient und für gewöhnlich offen steht, bilden Absperrschieber, über denen lotrechte Schächte in der Sperrmauer ausgespart sind. Als Hauptverschlüsse erhalten die Rohre je einen zweiten Schieber gleicher Bauart, der bereits innerhalb des eigentlichen Krafthauses liegt und mit dem die Turbinen angelassen und abgestellt

werden. Es sind also in jeder Rohrleitung drei vollständig unabhängige Verschlüsse vorhanden. Die beiden auch zu Grundablässen bestimmten Turbinenrohre müssen hinter den Abzweigungen zu den Maschinen fortgeführt werden, um auch bei Stillstand der Turbinen für den Wasserabfluß benutzt werden zu können.

Der aus einem der Grundablaßrohre tretende Wasserstrahl trifft auf ein doppeltes Gitter aus schweren Walzeisenträgern, wodurch die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers von rund 20 m/Sek. in der Rohrmündung auf 2—3 m/Sek. herabgemindert wird. Die Wirkungsweise dieser Beruhigungsvorrichtung ist durch eingehende Modellversuche festgestellt worden.

Das Eigenartige der mit der Kraftversorgung aus natürlichen hochliegenden Gebirgsseen verbundenen wasserbaulichen Anlagen wird in guter Weise erläutert durch die Wasserkraftanlage in Tyssadal bei Odde im Hardangerfjord [58].

Das Wasser wird aus dem auf + 435 m liegenden Ringedal-See durch einen Stollen entnommen, dessen Sohle auf + 416 m liegt, so daß der Seespiegel um 16,5 m bis auf + 418,5 m gesenkt werden kann, vergl. Fig. 692a und b. Durch einen Staudamm kann später der Seespiegel auf + 460 m angestaut werden, so daß dieser dann um 41,5 m gesenkt und die Aufspeicherung von etwa 250 Millionen Kubikmeter Wasser ermöglicht werden kann, wodurch die gleichmäßige Lieferung von 24 cbm/Sek. Kraftwasser gesichert sein wird. Der Abzugsstollen mit 3 · 2 = 6 qm Querschnitt ist etwa 140 m lang und setzt sich auf weitere 150 m in einem offenen Einschnitt fort, der in eine zweite seeartige Erweiterung des Wasserlaufes, den Vetlevand, mündet. Der Stollen ist mit einer doppelten Absperrvorrichtung versehen. Außerdem können an passender Stelle bei gesenktem Wasserspiegel Dammbalken eingesetzt werden.

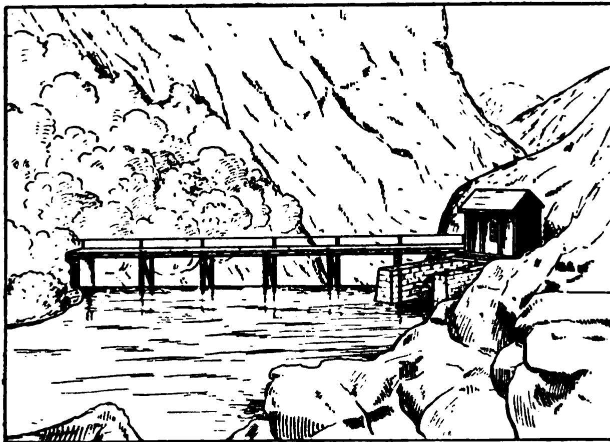


Fig. 693.

Der Wasserspiegel in Vetlevand wird durch ein an seinem unteren Ende angebrachtes Nadelwehr unveränderlich auf + 415 m gehalten. Unmittelbar neben diesem Nadelwehr befindet sich der Einlauf in den Druckstollen, Fig. 693, der das Wasser zum Wasserschloß der Kraftanlage führt. Vor dem Stolleneinlauf liegt ein Grobrechen, hinter diesem befinden sich zwei Absperrschütze. Der Druckstollen ist ohne Ausmauerung roh in den Felsen gesprengt. Sein lichter Querschnitt beträgt 9,5 qm, seine Sohle fällt von + 407 m bis auf + 397 m, sein Sohlengefälle beträgt somit 1 : 340.

Das Wasserschloß, Figuren 694 und 695, ist durch einen in den Felsen gesprengten Schacht gebildet, dessen Sohle auf + 397 m liegt. Vor der Stollenmündung ist zur Aufnahme von Sinkstoffen ein etwa 0,5 m breiter Schlammfang angeordnet, der zu dem Grundablaß führt, durch den zugleich das Becken entleert werden kann. Der höchste Wasserstand im Wasserschloß liegt auf + 415 m, der Rücken des seitlichen Überlaufes auf + 413 m.

Aus dem Wasserschloß führen fünf Rohrleitungen für je 3 cbm/Sek., von denen vorläufig nur zwei ausgebaut sind, zu den Turbinen.

Ihr Mündungsdurchmesser beträgt oben 1600 mm. Die Sohle der Rohreinläufe liegt auf + 397,5 m, ihr höchster Punkt somit auf + 339,1 m, während der Wasserspiegel im Wasserschloß nicht unter + 401,5 m abgesenkt wird.

Die trichterförmigen Rohreinläufe sind durch kleine gemauerte Pfeiler, zwischen denen sich die schräggestellten Feinrechen befinden, getrennt. Die Rohrstutzen treten aus dem Wasserschloß durch einen kurzen Tunnel ins Freie. Die Rohre kann man an ihrem obersten Ende durch Klappen abschließen, die oben von Hand, aber auch vom Krafthause aus mittels elektrischer Auslösung bedient werden können. Sie sollen aber nur ausnahmsweise, im Notfalle, benutzt werden, während für gewöhnlich der Abschluß durch Absperrschieber von 1200 mm Durchmesser bewirkt wird, die am Tunnelende hinter dem Wasserschloß in die Rohrleitungen eingesetzt sind.

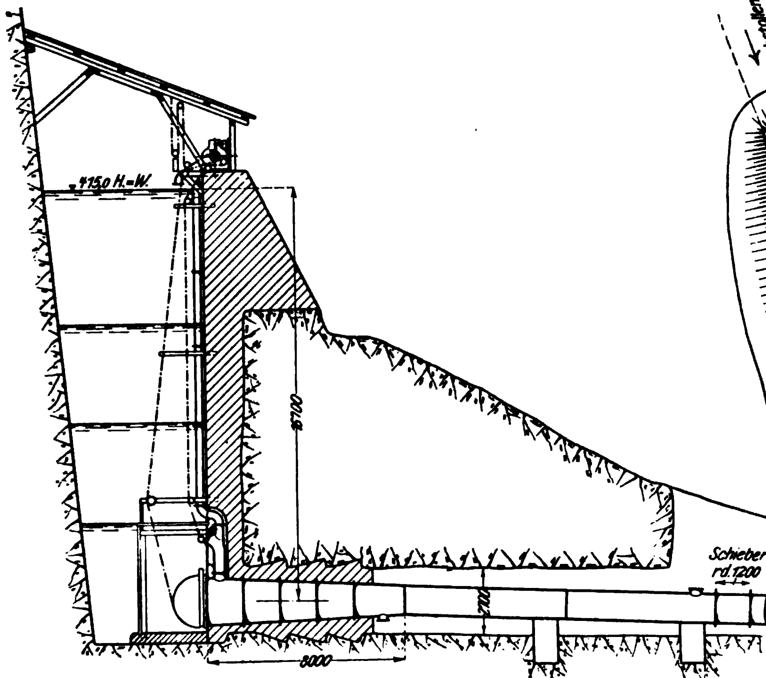


Fig. 694.

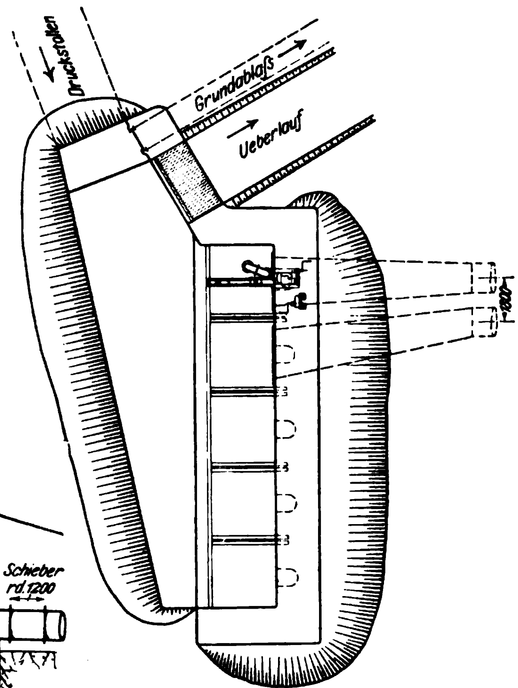


Fig. 695.

Die Rohrstraße führt im Grundrisse geradlinig nach dem Krafthause. Ihre Neigung beträgt an den steilsten Stellen fast 60°. Das Krafthaus liegt unmittelbar an der Meeresküste. Die Turbinen sind Peltonräder, deren Unterwasserspiegel wegen möglicher Springfluten mindestens 3,65 m über dem Meeresspiegel (Normal-Null) liegen muß.

Die Gefälleverluste im Druckstollen nebst Einlauf waren auf 11,0 m, die in den Rohrleitungen auf je 16 m geschätzt, so daß für die Turbinen ein Nettogefälle von etwa 384 m vorhanden ist. Wegen ihrer Messung, die etwas andere Ergebnisse als die angeführten Schätzungszahlen gebracht haben, wird auf die sehr bemerkenswerten Mitteilungen an der genannten Stelle verwiesen.

Bemerkenswert in manchen Einzelheiten ist auch das gleichfalls norwegische Kraftwerk Svälgfos bei Notodden [59], s. Lageplan Fig. 696, das bei einer Wassermenge von 83 cbm/Sek., einem Nettogefälle von 46,5 m (brutto 48,4 m) 40000 PS. in Turbinen nutzbar macht. Durch eine in der Schlucht des Svälgfos errichtete Talsperre wird ein Stausee gebildet, dessen Wasserspiegel auf + 115,4 m liegt. Das Betriebswasser wird einem Verteilungsbecken durch einen Kanal und einen sich anschließenden Tunnel zugeführt, deren Querschnitte die Figuren 697 und 698 zeigen.

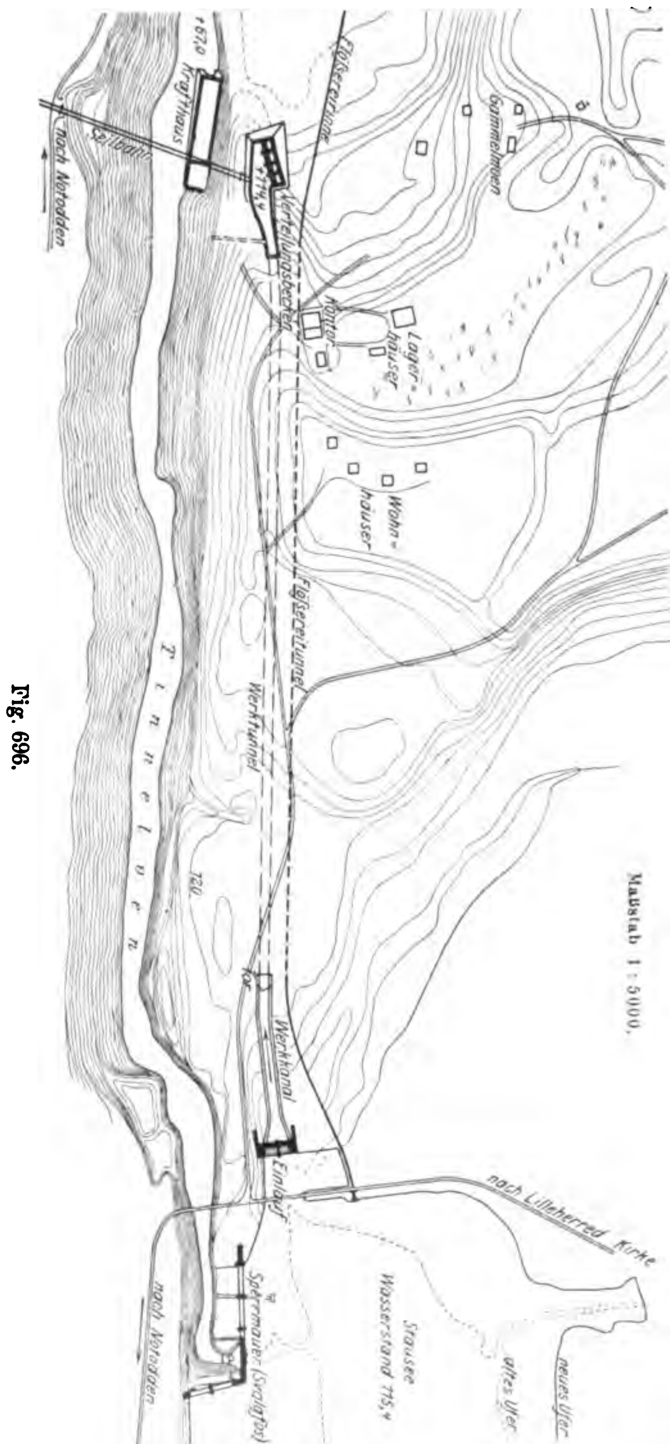


Fig. 696.

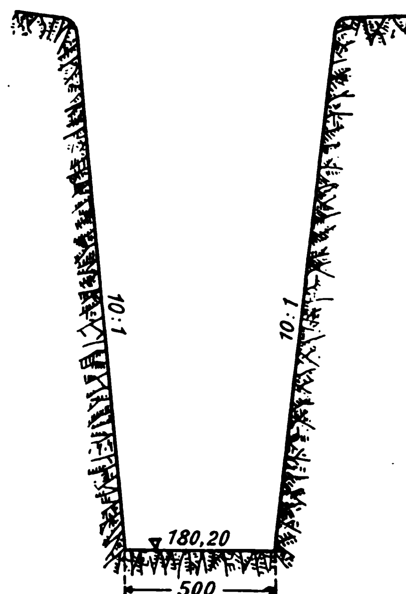


Fig. 697.
Querschnitt des Werkkanals 1 : 250.

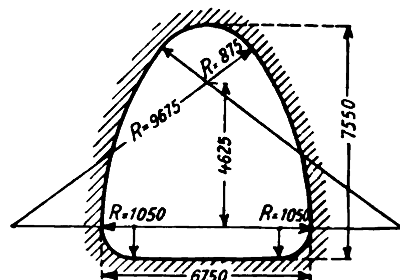


Fig. 698. Tunnelquerschnitt.

In dem Kanal ist ein Rechen gegen grobe Verunreinigungen angebracht, der, Figuren 699 und 700, aus keilförmigem Profileisen besteht, und vor welchem ein Dammbalkenverschluß angeordnet ist, um den Kanal entleeren zu können. Da jedoch das Einlegen der Dammbalken zeitraubend und der durch diese bewirkte Abschluß nicht vollkommen dicht ist, so hat man unmittelbar vor dem Tunneleingang ein Schleusentor angebracht, das vorkommendenfalls schnell geschlossen werden kann. Die Torflügel werden von Hand bewegt und durch die Strömung geschlossen. Der Tunnel hat bei 510 m Länge ein

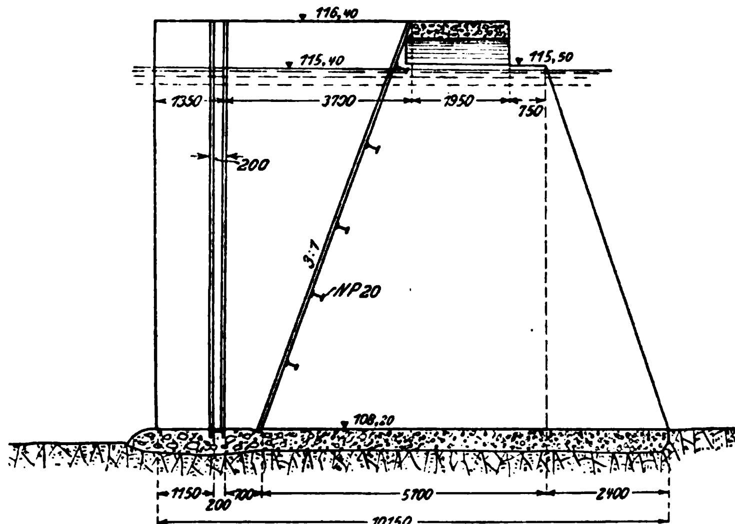


Fig. 699. Maßstab 1 : 150.

Gefälle von 1 : 850. Das in Beton ausgeführte Verteilungsbecken, Fig. 701, liegt oberhalb des Krafthauses. Durch Entwässerungsleitungen wird verhindert, daß das Wasser durch den Beton in den Felsen eindringt. Die Sohle des Verteilungsbeckens liegt unmittelbar an der Einmündung des Tunnels 1 m über der Tunnelsohle; dadurch wird eine Schwelle gebildet, durch die vom Wasser mitgeführte Sinkstoffe aufgehalten werden. Von der tiefsten Stelle dieses so gebildeten Schlammfanges führt ein Tunnel bis zum Flusse. Er wird durch Schütze gesperrt und dient sowohl zur Leerung des Beckens als auch zum Wegspülen der Sinkstoffe, die sich vor der Schwelle ansammeln. In den gleichen Entleerungstunnel wird das Überlaufwasser mittels eines massiven Überfalles geführt.

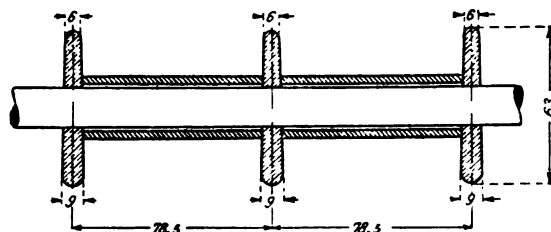


Fig. 700. Maßstab 1 : 3.

Das Wasser für die vier Turbinen wird aus vier durch je drei Schütze gesperrten Kammern des Beckens, s. Fig. 702, entnommen. Die bei vollem Betriebe durch die Kammern strömende Wassermenge beträgt etwa 23 cbm, die Einlaufgeschwindigkeit etwa 0,50 m. Alle Schütze werden mit einer fahrbaren Winde bedient. Außerdem kann man vom Krafthause aus die Schütze für jede Kammer selbsttätig auslösen, so daß sie augenblicklich herunterfallen und den Wasserzulauf sperren. Hinter den Schützen befindet sich ein Feinrechen mit 25 mm weiten Spalten.

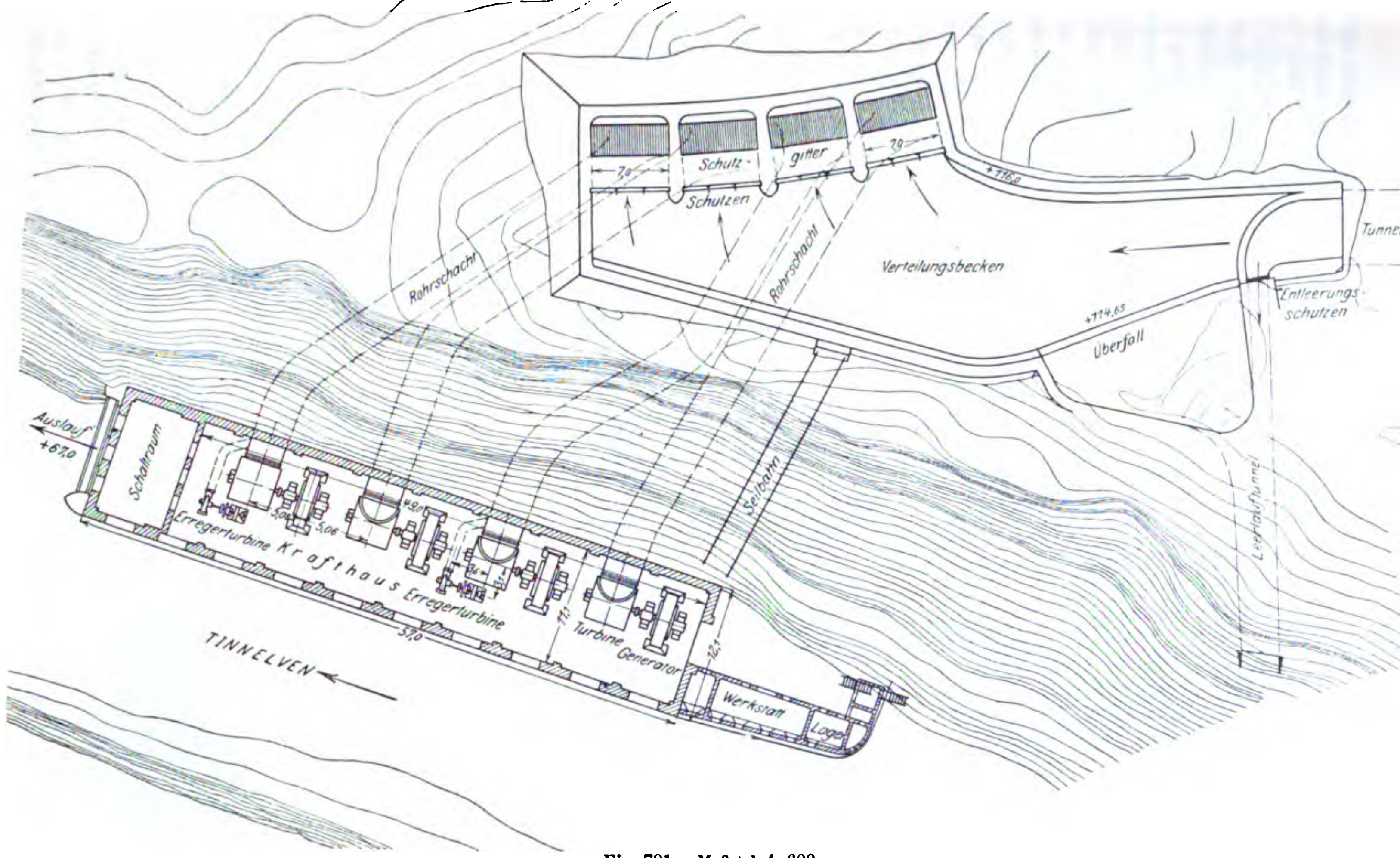


Fig. 701. Maßstab 1:600.

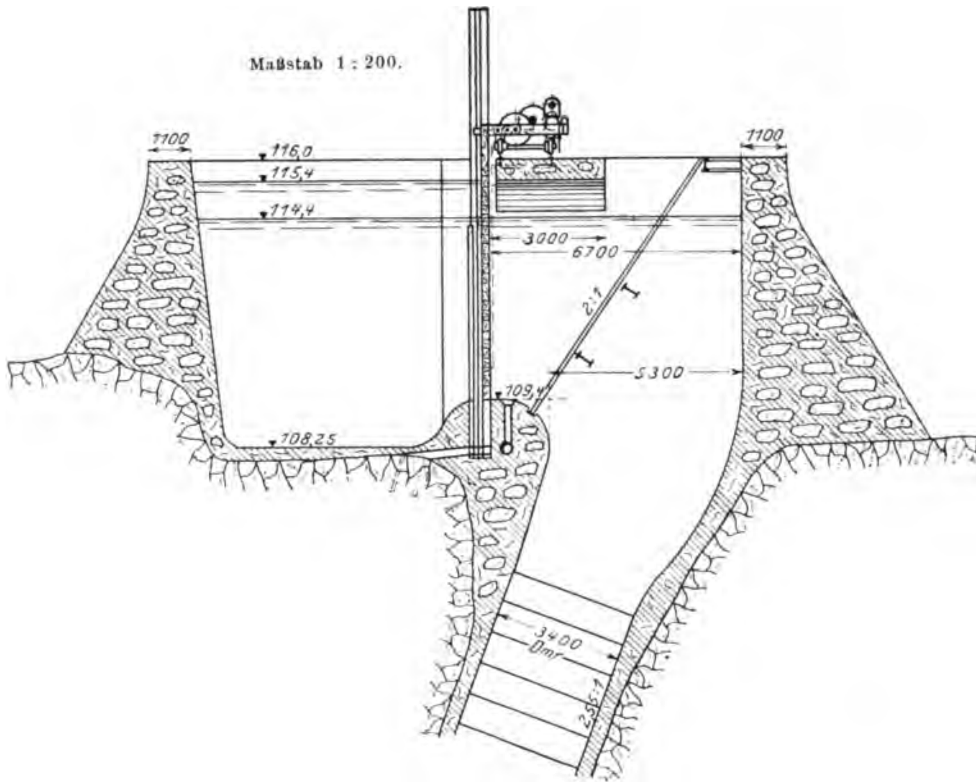


Fig. 702. Querschnitt durch das Verteilbecken und Eingang zu den Rohrschächten.

Vom Verteilungsbecken aus sind zwei doppelte Schächte ausgesprengt, s. Fig. 703. In etwa 15 m Abstand von der inneren Wand des Krafthauses verzweigt sich jeder Doppelschacht in zwei Einzelschächte. In diesen Schächten sind von jeder der vier Kammern des Beckens aus genietete Eisenrohre zu der entsprechenden Turbine des Krafthauses hinabgeführt. In jedem Schacht befinden sich also zwei Rohre, die vollständig mit Beton umgossen sind. Die Betonpfeiler sind dort, wo sie sehr dünn sind, mit Eisen bewehrt. Auch an tief gelegenen Stellen der Rohrschächte ist Eisenbewehrung ausgeführt, um etwaige Zugspannungen aufzunehmen, falls das eine Rohr voll und das andere leer sein sollte. Die Rohr-

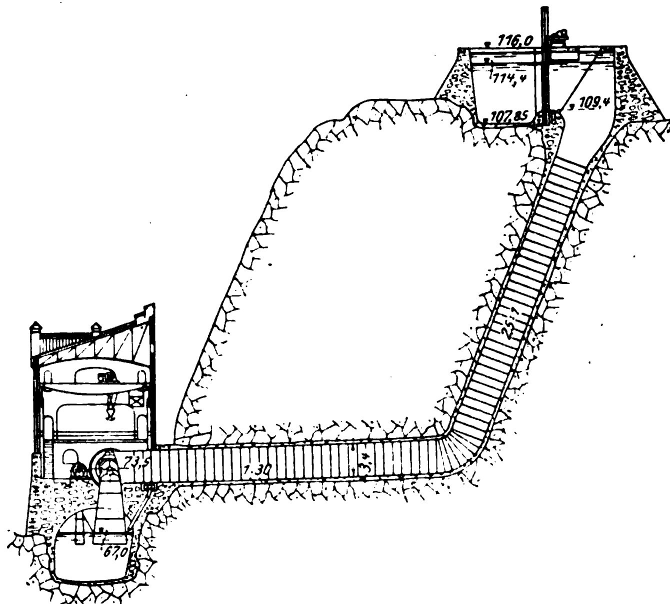


Fig. 703. Verteilbecken, Rohrschächte und Krafthaus.

wände sind oben 4 mm, unten 16 mm dick. Da es schwierig ist, solch dünne Rohre völlig dicht zu halten, so sind in den umgebenden Beton Entleerungsleitungen eingelegt.

Wegen des großen Durchmessers der Rohre und des hohen Druckes war der Einbau von Abschlußvorrichtungen so gut wie ausgeschlossen. Die Turbinen können nur angehalten werden, wenn man die Leitschaufeln schließt.

Eine in mehrfacher Beziehung eigenartige Hochdruck-Wasserkraftanlage ist für die Versorgung von Duluth, Minnesota, mit elektrischer Energie am St. Louis-Flusse, rund 28 km von Duluth, für eine Normalleistung von 30000 PS ausgebaut und wird in vollendetem Zustande 80000 PS erzeugen können [60]. Fig. 704 zeigt den Lageplan der Anlage, die von einem natürlichen Stausee des genannten Flusses ausgeht. An der Stelle dieses Stausees befinden sich mehrere einander parallele Felskämme, durch die sich der St. Louis-Fluß hindurchgenagt hat. Als Staumauer hat man einen dieser Felskämme benutzt, indem seine Querschluchten und durchlässigen Stellen durch Kunstbauten geschlossen wurden. An der eigentlichen Durchbruchstelle des Flusses ist ein Überfall angeordnet, über den sich das überschüssige Wasser in das alte Flußbett ergießt. Am südöstlichen Ende des

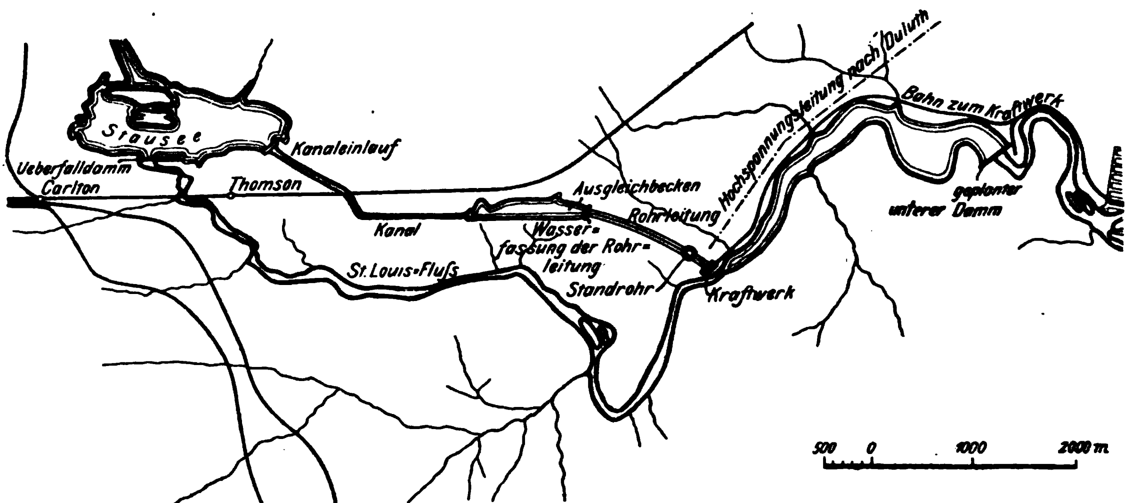


Fig. 704.

Stausees wird das Wasser durch einstellbare Schleusen einem nur 3,13 km langen Kanal zugeführt, der in ein großes Ausgleichbecken mündet, aus dem das Wasser durch mehrere einander parallele Rohrleitungen von rund 1500 m Länge zu den Turbinen strömt. Ein gewaltiges Standrohr, das im unteren Teile der Leitung eingebaut ist, verhütet störende Pendelungen in der Druckleitung. Der Kanal wird rund 1 km unterhalb des Stausees von einer Eisenbahnlinie gekreuzt und ist daher, um eine möglichst rechtwinklige Überführung zu erzielen, knieartig gebogen, s. Fig. 705.

Das Ausgleichbecken hat die Aufgabe, bei plötzlichen kürzeren Belastungsänderungen der Anlage das nötige Mehr an Wasser zu liefern, ohne daß stets an den Kanaleinlaufstellen des Stausees geregelt zu werden braucht. Quer vor das untere Ende des Ausgleichbeckens ist die Wasserfassung für acht Druckrohrleitungen, von denen zurzeit drei ausgeführt sind, angeordnet. Der Zufluß zu jeder dieser Rohrleitungen kann durch eine gußeiserne Falle von $1{,}85 \times 2{,}7 =$ rund 5 qm Fläche abgesperrt werden. Die Schraubenspindeln zur Bedienung dieser Fallen haben sehr starke Stei-

gung, so daß die Fallen bei einem Rohrbruch oder einem Unglücksfall rasch geschlossen werden können. Das kann von Hand oder mittels eines Elektromotors geschehen, der vom Schaltbrett des Kraftwerkes aus angelassen wird.

Aus dem Längenschnitt der Rohrleitungen, Fig. 706, ist die Lage des Standrohres ersichtlich: in Punkt B ist an jede Leitung eine senkrechte Abzweigung angeschlossen; alle diese Abzweigungen münden in ein quer zu den Leitungen liegendes Sammelrohr, das mit dem Standrohre verbunden ist.

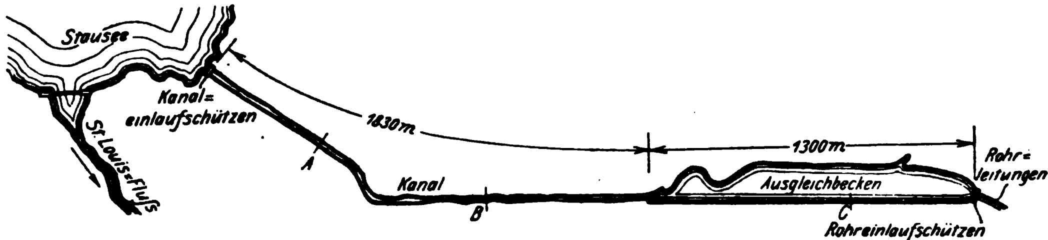


Fig. 705.

Das Standrohr dient mehreren, sehr wichtigen Zwecken:

1. Es verhütet die zu großen Drucksteigerungen in der Rohrleitung, die sonst durch das rasche Schließen der Leitapparate bei plötzlichen Entlastungen der Turbinen verursacht würden.

2. Es hat bei plötzlichen Belastungen der Turbinen das Betriebswasser so lange zu liefern, bis die lange Wassersäule in der Leitung oberhalb des Standrohres beschleunigt ist; dadurch wird der sonst unvermeidliche Druckabfall in der Leitung vermindert. Es können auch kürzere Regelungszeiten gewählt werden und es verringern sich die Schwungmassen.

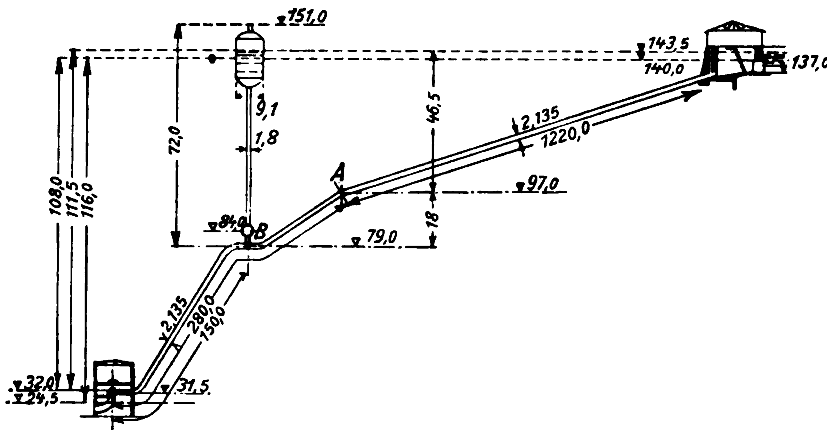


Fig. 706. Längenschnitt der Rohrleitungen.

3. Das Standrohr erleichtert ein rasches und gefahrloses Anfüllen der Leitungen; auch können große Luftblasen, die sich in der Leitung abwärts bewegen, durch das Standrohr entweichen, ohne daß sie den störenden Weg durch die Turbine nehmen müßten.

4. Beim Betriebe nur einer Turbine können doch alle oberhalb des Standrohres liegenden Rohrleitungen zur Wasserzuführung benutzt werden; das Wasser fließt dann

durch das Sammelrohr. Da es so stets fließend gehalten wird, können die Leitungen, ohne zu gefrieren, gefüllt gehalten werden. Letzteres ist in dem vorliegenden Falle, wo hölzerne Rohrleitungen verwendet sind, besonders wichtig. Endlich verringert sich bei Benutzung mehrerer Leitungen der Gefälleverlust.

Im übrigen ist auf den Schluß der hier benutzten Mitteilung [60] besonders hinzuweisen, da er wertvolle Betrachtungen über das Wesen des Standrohres enthält, welche die Angaben im II. Abschnitt des Ersten Teiles, A. § 7, ergänzen.

§ 4. Besondere Art der Aufspeicherung des Wassers in Vorratbecken.

Nach dem Patent des österreichischen Ingenieurs Fritz Golwig [61] wird das Wasser zu Zeiten geringen Bedarfs durch Pumpen in Hochbehälter gehoben und später bei stärkerer Inanspruchnahme des Werkes zum Betriebe von Hochdruckturbinen verwendet. Zu dem Zwecke ordnet Golwig im Untergraben ein zweites Staubecken — das sogenannte Ausgleichbecken A, Fig. 707 — an und baut in das Oberwasser vor Einfluß desselben in das obere Staubecken B ein Meßwehr — Überfall C — und

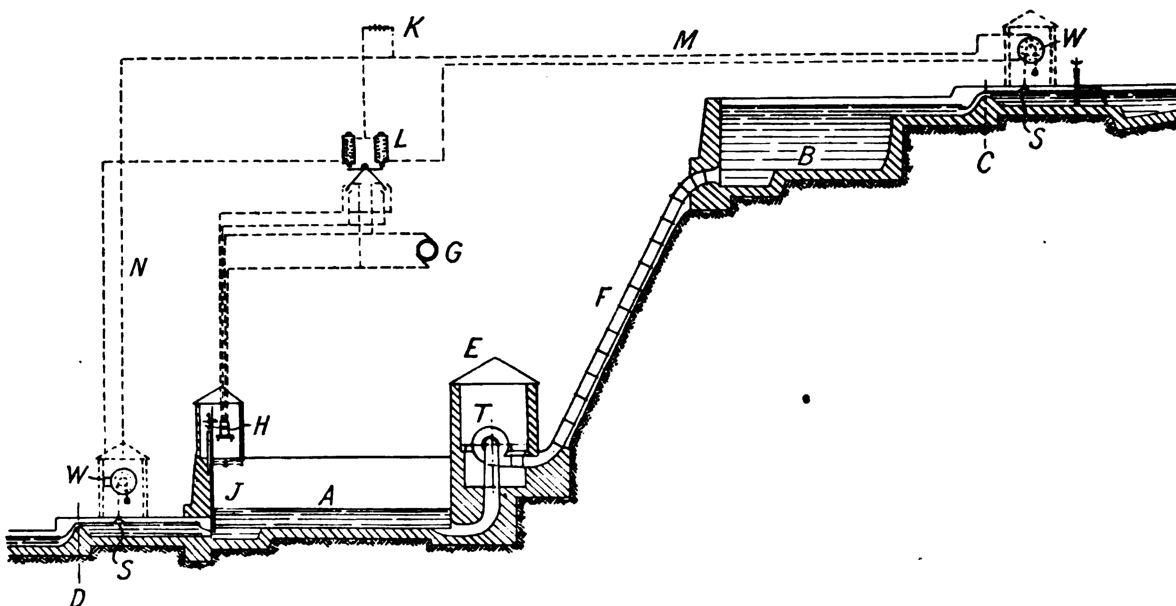


Fig. 707.

ein ebensolches D in den unteren Ablauf hinter dem Ausgleichbecken ein. E ist das Turbinenhaus und F die Druckrohrleitung. Das Ausgleichbecken nimmt die zeitweilig in größeren Mengen durch die Turbinen dem oberen Staubecken entzogenen Wassermengen auf und gibt sie in Zeiten schwacher Beaufschlagung der Turbinen dem Flusse wieder zurück. Damit dieses in einwandfreier Weise und so geschehe, daß die Wasserführung im Flusse ober- und unterhalb der Anlage stets die gleiche bleibe, sind die erwähnten Meßwehre eingebaut, von denen das untere mit einem Schütz J so versehen ist, daß dem größeren Zufluß in das obere Staubecken stets auch ein größerer Abfluß aus dem unteren entspricht, so daß ein Füllen des unteren und ein Entleeren des oberen oder ein Entleeren des unteren und Füllen des oberen Beckens lediglich ein innerer Betriebsvorgang der Wasserkraftanlage ist, der sich im Flusse nicht bemerkbar

macht. Bei den Meßwehren befinden sich Schwimmer S, die bei ihrer Hebung oder Senkung regelbare Widerstände in einen Stromkreis einschalten. Durch die Turbine wird eine kleine Dynamo G stetig angetrieben, die durch entsprechend geführte Leitungen mit dem Elektromotor H verbunden ist, der auf das Schütz J wirkt, das den Abfluß aus dem Ausgleichbecken regelt. Die Dynamo G kann nach Bedarf in dem einen oder anderen Sinne umlaufen. Ein durch eine Batterie K betätigtes Relais wirkt auf die Leitung zum Elektromotor so ein, daß dieser beim Schluß des Relais in einem Sinne das Schütz J öffnet, beim Schluß in anderem Sinne schließt, in der Ruhestellung aber die Stromzufuhr zum Motor gänzlich unterbricht. Die Magnete des Relais werden durch die erwähnten Schwimmer S und die zwischengeschalteten Widerstände W betätigt. Hebt sich der Schwimmer im Obergraben, so wird der Stromkreis M durch die Einschaltung von Widerständen geschwächt, die Anziehungskraft der linkseitigen Magnetspule wird verstärkt, die Leitung von G zu H wird in dem Sinne geschlossen, daß das Abflußschütz aus dem Ausgleichbecken mehr geöffnet wird. Umgekehrt wird bei der Senkung des Schwimmers im Obergraben dieses Abflußschütz geschlossen. In ähnlicher Weise wirkt auch der im Auslaufe angebrachte Schwimmer auf den Elektromotor ein und gleicht jene Unterschiede der Wasserzu- und -abfuhr aus, die dadurch entstehen können, daß die durch das Schütz J bedingte Ausflußöffnung unter verschiedenen Druckhöhen stehen kann, daher die ausfließende Wassermenge nicht durch eine bestimmte Schützstellung festgelegt ist.

Allerdings wird durch einen solchen Ausgleichbehälter in gewissen Zeiten das Gefälle der Anlage verringert, jedoch wird dieser Übelstand um so weniger von Bedeutung sein, je größer das Gefälle ist und je mehr durch die örtlichen Verhältnisse die Anordnung von Ausgleichbecken großer Oberfläche und kleiner Wassertiefe erleichtert wird. Es ist außer Frage, daß beim heutigen Stande der Signaltechnik durch die beschriebenen Einrichtungen der beabsichtigte Zweck tatsächlich mit Sicherheit erreicht wird.

An der genannten Stelle wird endlich mit Recht hervorgehoben, daß die selbsttätig-stetige Ausgleichung allen Beteiligten gleichmäßigen Wasserzufluß sichern kann, wenn ein und dasselbe Becken gleichzeitig der Jahres- und Tagesaufspeicherung zu dienen hat, und wenn etwa die Anlage durch eine Genossenschaft mehrerer Wasserkraftbesitzer errichtet wurde. Würde der an den Weiher zunächst anschließende Wassernutzer die ihm im Tagesdurchschnitt zukommende Wassermenge unregelmäßig, aber ganz entnehmen, d. h. den Weiher als Tagesaufspeicherer benutzen, so könnte er allerdings 50 bis 60 v. H. mehr Kraft absetzen, doch würde er dabei Wasser verschwenden, da die in Zeiten größeren Kraftverbrauches über das durchschnittliche Maß verbrauchte Menge von den unteren Werkbesitzern nicht verwendet werden kann und zwecklos dem Flusse zuströmt. Der Inhalt des Jahresaufspeicherungsweihers wäre dann weitaus eher aufgebraucht als den Vorausbestimmungen entsprechen würde. Ein solches Vorgehen würde somit die sämtlichen Unterlieger zum Einspruch veranlassen. Stellt jedoch der oberste Werkbesitzer ein unteres Ausgleichbecken her, so kann er die Vorteile größerer Leistung haben, ohne mit seinen Unterliegern in Streit zu geraten. Den gleichen Vorteil kann jeder der Unterlieger für sich durch die Ausgleichung herbeiführen, nur müssen dann die betreffenden Anlagen mit einem oberen und einem unteren Ausgleichbecken versehen werden. Selbstverständlich ist in diesem Falle der Fassungsraum der täglichen Aufspeicherung und daher auch die Größe des Ausgleichbeckens außerordentlich klein im Verhältnis zum Fassungsraum der Jahresaufspeicherung. Erst durch die Einführung des Ausgleichungsdienstes wird die Jahresaufspeicherung voll ausgenutzt.

D. Die Druckrohrleitung.

§ 1. Die Bestimmung des günstigsten Rohrdurchmessers.

Je größer der Durchmesser der Rohrleitung gewählt wird, um so kleiner sind die durch die Bewegungswiderstände hervorgerufenen Druckhöhenverluste, um so größer werden aber die Kosten der Rohrleitung. Verlust an Gefälle und Arbeit sowie Verringerung der Einnahmen durch Verzinsung und Abschreibung der Rohrkosten stehen einander gegenüber.

Der wirtschaftlich günstigste Rohrdurchmesser ist der, bei dem die gesamten Verluste am kleinsten werden.

Die Druckhöhenverluste sind nach den Anleitungen im II. Abschnitte des Ersten Teiles, A § 6, zu berechnen. Zur Bestimmung der zweiten Verlustgröße, der Verzinsung und Abschreibung der Rohrkosten, hat man für verschiedene Rohrdurchmesser — einschließlich der Kosten für die Verlegung der Rohre — Kostenanschläge einzufordern und einen üblichen Satz der Verzinsung und Abschreibung anzuwenden, um den jährlichen Aufwand zu erhalten, den das Anlagekapital verursacht.

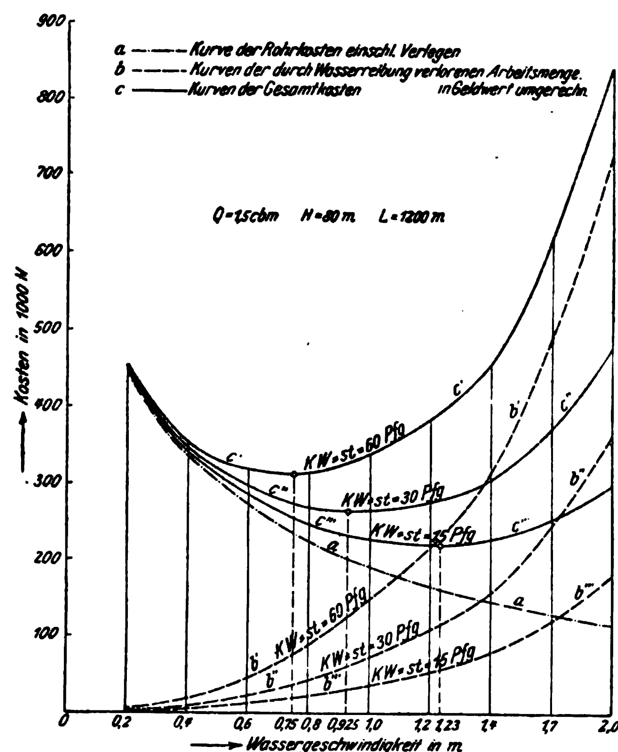


Fig. 708. Bestimmung des wirtschaftlich günstigsten Durchmessers einer Rohrleitung.

R. Camerer [54] gibt zur Erläuterung des erwähnten Verfahrens das folgende Zahlenbeispiel: Eine Wassermenge $Q = 1{,}5$ cbm/Sek. werde in einer Rohrleitung von bestimmter Länge und unter bestimmtem Druck einer Anlage zugeführt. Ist h_w die den Reibungswiderständen entsprechende Verlusthöhe in Metern, dann ist der Arbeitsverlust

$$\frac{h_w\, Q\, \gamma}{75} = 20 \cdot h_w \text{ PS}$$

$$= 0{,}736 \cdot 20 \cdot h_w \text{ KW}.$$

Der günstigste Rohrdurchmesser werde bei zwölfstündiger Arbeitsabgabe an 300 Tagen jährlich so berechnet, daß einmal 60 Pf., dann 30 Pf., dann 15 Pf. für 1 KW-Stunde eingesetzt werden. Bei einem Wirkungsgrad der Turbinen und elektrischen Generatoren von $0{,}8 \cdot 0{,}87 = 0{,}7$ berechnet sich der jährliche Ausfall an Arbeit zu

$$0{,}7 \cdot 0{,}736 \cdot 20 \cdot h_w = 10{,}3\; h_w \quad \text{KW},$$

oder der jährliche Ausfall an Einnahmen zu

$$10{,}3 \cdot h_w \cdot 12 \cdot 300 \cdot 0{,}6 = 22200\; h_w \quad \text{Mk.},$$
$$10{,}3 \cdot h_w \cdot 12 \cdot 300 \cdot 0{,}3 = 11100 \quad » \quad »$$
$$10{,}3 \cdot h_w \cdot 12 \cdot 300 \cdot 0{,}15 = 5500 \quad » \quad »$$

Sind nun die Rohrkosten wie angegeben ermittelt, dann lassen sich, s. Fig. 708, die betreffenden Kurven in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit darstellen. Man bemerkt den Zuwachs der Kosten *a* mit dem Durchmesser des Rohres, d. h. mit abnehmender Wassergeschwindigkeit, und den gleichzeitigen Abfall der durch die Reibungsverluste ausfallenden jährlichen Einnahmen *b*. Die aus beiden gebildete Summenkurve *c* läßt deutlich den tiefsten Punkt erkennen, der dem günstigsten Rohrdurchmesser für den jeweiligen Verkaufswert der Kilowattstunde entspricht. Während die Länge der Leitung belanglos bleibt, da die Reibungsverluste und annähernd auch die Rohrkosten mit ihr in dem gleichen Verhältnisse zunehmen, ist der Druck in der Leitung auf die Rohrkosten und damit auch auf den günstigsten Durchmesser von Einfluß.

Die Wandstärke der Rohre ergibt sich aus der Formel

$$\delta = \frac{dp}{2 \cdot \sigma},$$

worin bedeuten:

d den Rohrdurchmesser in cm,
p den inneren Druck in Atm.,
δ die Wandstärke in cm,
σ die zulässige Zugbeanspruchung in kg/qcm.

Man nehme σ

für genietete Blechrohre etwa 600,
» geschweißte Blechrohre etwa 800,
» Gußeisen etwa 180.

§ 2. Die Bauart der Druckrohrleitung.

Die Druckrohrleitungen können in Holz, Eisenbeton und Eisen hergestellt werden.

Die vorhin besprochene Wasserkraftanlage für Duluth bietet ein bemerkenswertes Beispiel für die Verwendung hölzerner Rohre. Die obere hölzerne Leitung von 1220 m Länge reicht bis zum Punkte *A*, Fig. 706, und steht somit unter einem größten statischen Wasserdruck von 46,5 m. Von Punkt *A* bis zum Maschinenhaus besteht die Leitung aus genieteten Stalblechrohren. An der angegebenen Stelle [60] wird mitgeteilt, daß die Amerikaner eine große Erfahrung in der Auswahl und Bearbeitung des Holzes für solche Leitungen haben, deren Zusammenbau äußerst einfach ist und deren Lebensdauer unbegrenzt sein soll. Bei nicht allzu großem Wasserdruck sind die Herstellungskosten geringer als bei eisernen Leitungen. Dazu kommt, daß der durch Reibung an der Rohrwand verursachte Gefälleverlust bei Holzleitungen erfahrungsgemäß geringer ist als bei irgend einer anderen Leitung. Diese Gründe erklären die sehr häufige Anwendung solcher Holzleitungen für die großen Wasserkraftwerke Nordamerikas.

Bei der Herstellung solcher Holzleitungen werden die einzelnen Hölzer innen und außen genau nach Lehren nach dem Durchmesser der Leitung an den Seiten radial gehobelt. Durch Eintreiben von Metallblechen zwischen die Stirnflächen und durch Bestreuen derselben mit trockenem Sägemehl vor dem vollständigen Zusammenfügen werden diese Stirnfugen gedichtet. Um die Leitung gelegte nachziehbare Rundeisenringe halten die Hölzer so zusammen, wie bei Fässern die Dauben durch die umgelegten Reifen zusammengehalten werden. Je größer der Druck in der Leitung, um so näher rückt man die eisernen Ringe aneinander.

Solche Leitungen können rasch und einfach ausgebessert werden, da die verwendeten Hölzer alle untereinander auswechselbar sind und für jede Anlage in einer gewissen Anzahl auf Lager gehalten werden.

Fig. 709 zeigt die durch Vermittlung einer Gußmuffe bewirkte Verbindung der Holzleitung mit der Wasserfassung: zwischen Holz und Gußmuffe ist eine Bleidichtung eingestemmt. Auch mit der im Punkt A, Fig. 706, anschließenden Stahlblechleitung ist das Holzrohr durch eine eingeschaltete gußeiserne Muffe verbunden. Fig. 710 zeigt einen Schnitt durch die drei bis jetzt verlegten hölzernen Leitungen, bergab gesehen. Zwischen die Rohre ist Erde eingestampft und darüber eine gestampfte Erdschicht von 0,6 m Höhe gebracht worden. Die Wandstärke der Rohre beträgt 9 cm, die die Hölzer zusammenhaltenden Eisenringe sind 19 mm stark. Ein Vergleich der Angebote für eiserne und hölzerne Leitungen ergab, daß die Holzleitung bis zum Druck von 46 m Wassersäule wirtschaftlicher war; dabei wurde vorausgesetzt, daß sich die Hölzer unbegrenzte Zeit halten, daß jedoch die Rundeisenringe alle 20 bis 30 Jahre zu erneuern sind. Sie können ohne jede Betriebsstörung ausgewechselt werden.

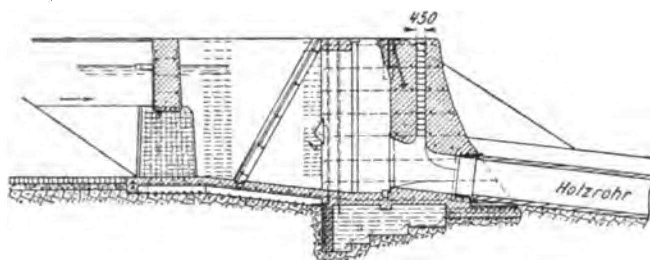


Fig. 709. Wasserfassung für die Druckleitungen. M. 1 : 400.

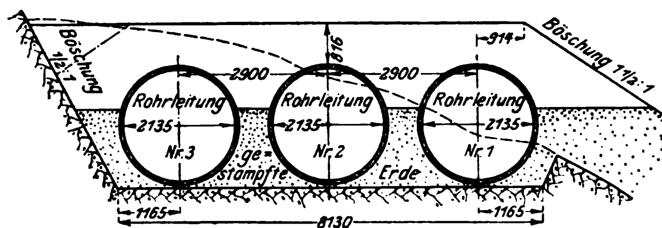


Fig. 710. Querschnitt durch die Rohrleitungen.

Die Stahlblechrohrleitung wurde in den verschiedenen Druckzonen mit verschiedenen Blechstärken, von 9,6 mm bis zu 15,8 mm, ausgeführt. In der ersten Zone beträgt die Beanspruchung im vollen Bleche 500 kg/qcm, in der untersten 750 kg/qcm. In den Vereinigten Staaten wird meistens eine Beanspruchung von 600 kg/qcm zugrunde gelegt und zu der erhaltenen Blechstärke noch 1,6 mm für Abrosten zugeschlagen. Die Längsnähte der Blechleitung haben dreifache, die Quernähte zweifache Laschennietung. Die Rohre wurden heiß asphaltiert und nach dem Verlegen in den ausgehobenen Graben mit Erde zugedeckt. An verschiedenen Stellen sind Mannlöcher angeordnet und an den beiden Knickpunkten des Gefälles gegen Frost geschützte Luftventile angebracht.

Ausdehnungskuppelungen sind nicht eingebaut, da ja die Leitungen mit Erde bedeckt sind und somit nur die verhältnismäßig geringen Temperaturunterschiede des Betriebswassers in Betracht kommen. Bei der Verlegung wurde der letzte Blechschuß bei etwa der mittleren Temperatur des Betriebswassers eingenietet. Etwaige Wärmebewegungen in der Leitung sollen durch die Elastizität des Bleches ausgeglichen werden. Um ein Wandern der Leitung zu verhindern, sind an den unteren auf dem festen Erdreich liegenden Rohrseiten in geringen Abständen Winkeleisenstücke angenietet.

Der gesamte Gefälleverlust infolge der Reibung des Wassers an den Rohrwandungen beträgt im Mittel 3 m, oder im Mittel 2 mm auf 1 m Leitungslänge, und verteilt sich mit rund 1,9 mm auf die Holzleitung und mit 2,5 mm auf die Blechleitung.

Rohrverbindung durch Flansche.
Maßstab 1 : 10.

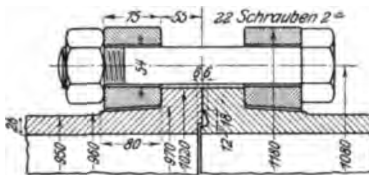


Fig. 713.

a = Mannloch
b = Ausdehnungsstück
(1) bis (9) = Festpunkte.

Fig. 711 (1). Rohrstraße. 1 : 2000.

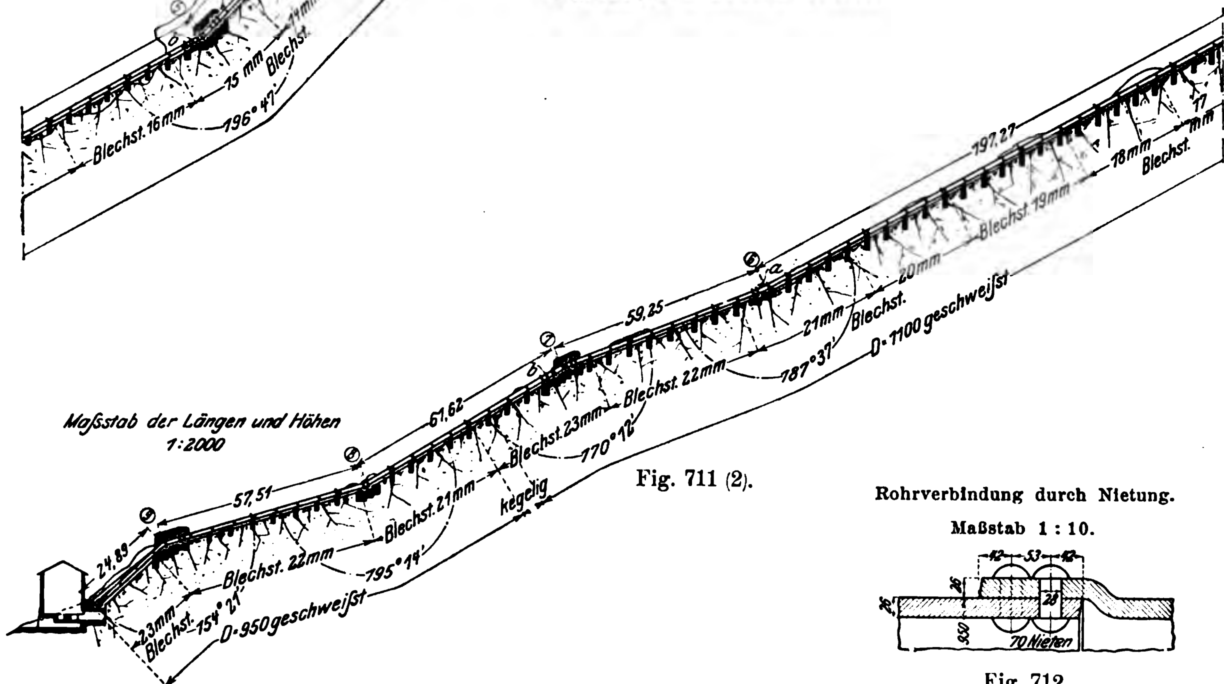


Fig. 711 (2).

Rohrverbindung durch Nietung.
Maßstab 1 : 10.

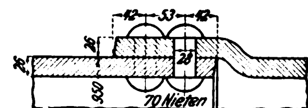


Fig. 712.

Der Längenschnitt der bereits erwähnten Rohrstraße der **Wasserkraftanlage in Tyssadal** ist in Fig. 711 dargestellt. Ihre Knickpunkte sind als Festpunkte in Bruchsteinmauerwerk und Zement ausgeführt. Dicht unterhalb eines jeden solchen Mauerblockes ist in die Rohrleitung eine Stopfbüchse eingesetzt. Ab und zu sind Mannlöcher angebracht.

Im obersten Drittel jeder Rohrleitung sind die einzelnen Rohrschüsse längs und quer genietet. Im unteren Teile sind die Längsnähte der je 6 m langen Rohrschüsse geschweißt. Die einzelnen Rohrschüsse sind miteinander nach Fig. 712 vernietet. Alle Nietnähte sind sorgfältig verstemmt. Die zulässige Beanspruchung der Bleche ist bei den genieteten geraden Rohren mit 600, bei den geschweißten mit 800 kg/qcm angenommen. In den Kniestücken sind je 100 kg weniger zugelassen. Das verwendete Siemens-Martin-Blech mußte mindestens 3600 bis 4200 kg/qcm Zugfestigkeit und 25 v. H. Dehnung aufweisen. Sämtliche Rohrteile wurden mit dem $1^1/_2$ fachen des Betriebsdruckes geprüft. Die einzelnen Teile der hinter dem letzten Knickpunkt beginnenden Verteilleitung nach den Turbinen sind nach Fig. 713 mit Flanschen verbunden.

Die Lagerung der Rohrleitungen auf den gemauerten Pfeilern ist aus Fig. 711 ersichtlich. Die Pfeiler konnten sämtlich auf dem dichten vorzüglichen Felsen aufgebaut werden. An den steilsten Stellen sind die Rohrleitungen auf einer in den Felsen eingesetzten Eisenkonstruktion aus I-Trägern gelagert. Es ist hervorzuheben, daß die geschweißten Rohre von der **deutschen** Firma **Thyssen & Co.** in **Mühlheim a. d. Ruhr** geliefert wurden.

Die deutsche Röhrenindustrie hat sich auch der englischen überlegen gezeigt bei der Vergebung der Lieferung für das **Wasserkraftwerk Kinloch-Leven** in der Nähe des **Kaledonischen Kanals** in **Schottland** [62]. Über die allgemeine Anordnung dieser Anlage sei bemerkt, daß durch eine etwa 1000 m lange Staumauer von 24,4 m größter Höhe und 19,2 m unterer Stärke ein vorhandenes Seegebiet zu einer nutzbaren Niederschlagsfläche von 140—150 qkm vergrößert worden ist; die jährliche Niederschlagshöhe beträgt etwa 2500 mm. Das Wasser fließt vom Stausee durch einen etwa 6 km langen offenen rechteckigen Kanal aus Eisenbeton mit einem Gefälle von 1 : 1000 der Wasserkammer zu, aus der es durch schmiedeeiserne geschweißte Rohrleitungen nach den Turbinen gelangt. Bei der Rohrleitungsanlage sind zu unterscheiden: 1. die **Hauptleitungen** vom Wasserschloß bis zu den unteren Hauptabsperrschiebern A (siehe Figuren 714a und b) und 2. die **Verteilleitungen** vor dem Turbinenhause mit den Abzweigen für die Turbinen bis zu Schiebern vor diesen.

Zu 1. Von den acht in Aussicht genommenen Hauptleitungen sind bereits sechs verlegt, für die beiden übrigen ist vorläufig das Rohrbett fertiggestellt. Die Hauptleitungen haben 1000 mm lichten Durchmesser, 10—22 mm Wandstärke, entsprechend einem größten hydrostatischen Druck von 29,5 Atm. — siehe Höhenzahlen in Fig. 714b — und je etwa 2000 m Gesamtlänge. Um größere kostspielige Tunnelbauten zu vermeiden, mußte der aus Fig. 714b ersichtliche größere Gefällebruch in den Kauf genommen werden. Sämtliche Rohre der sechs Hauptleitungen sind wassergasgeschweißte schmiedeeiserne Rohre, deren Einheitsnutzlänge 6 m beträgt. Die Rohre sind durch die patentierte Hochdruck-Muffenverbindung, Fig. 715, die sich ausgezeichnet bewährt hat, miteinander verbunden. Anfangs wollte man, wie vielfach üblich, auch hier Rohre mit vorgeschweißten festen Winkelflanschen verwenden. Gerade diese Konstruktion ist aber, wie **Liersch** an der genannten Stelle hervorhebt, für größere Turbinenleitungen die ungeeignetste, da die Gegenüberstellung aller zueinander gehörigen Schraubenlöcher der

zu verbindenden Rohre ein Schieben und Drehen dieser schweren Stücke beim Zusammenbau erforderlich macht. Wenn überhaupt Flanschenverbindungen für größere Rohrleitungen in Frage kommen, so sind es nur solche mit Bördeln oder Bunden und dahinterliegenden losen und daher drehbaren Flanschen (siehe auch Fig. 713).

Für die Wahl der Verbindung nach Fig. 715 waren folgende Gesichtspunkte entscheidend:

1. Das Spitzende des einen Rohres liegt in der Muffe des anschließenden Rohres mit einem geringen Spielraume, der es ermöglicht, nach beliebiger Richtung kleine Winkelabweichungen von der geraden Achsenlinie eintreten zu lassen. Alle Fehler in den Messungen oder die unvermeidlichen Ungenauigkeiten bei Ausführung der Rohrlager, Fundamente oder Rohre selbst, können durch die bewegliche Muffe leicht ausgeglichen werden.

Muffenverbindung.

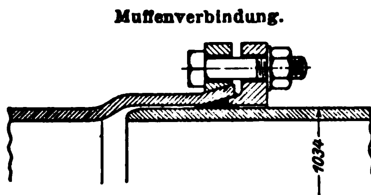


Fig. 715.

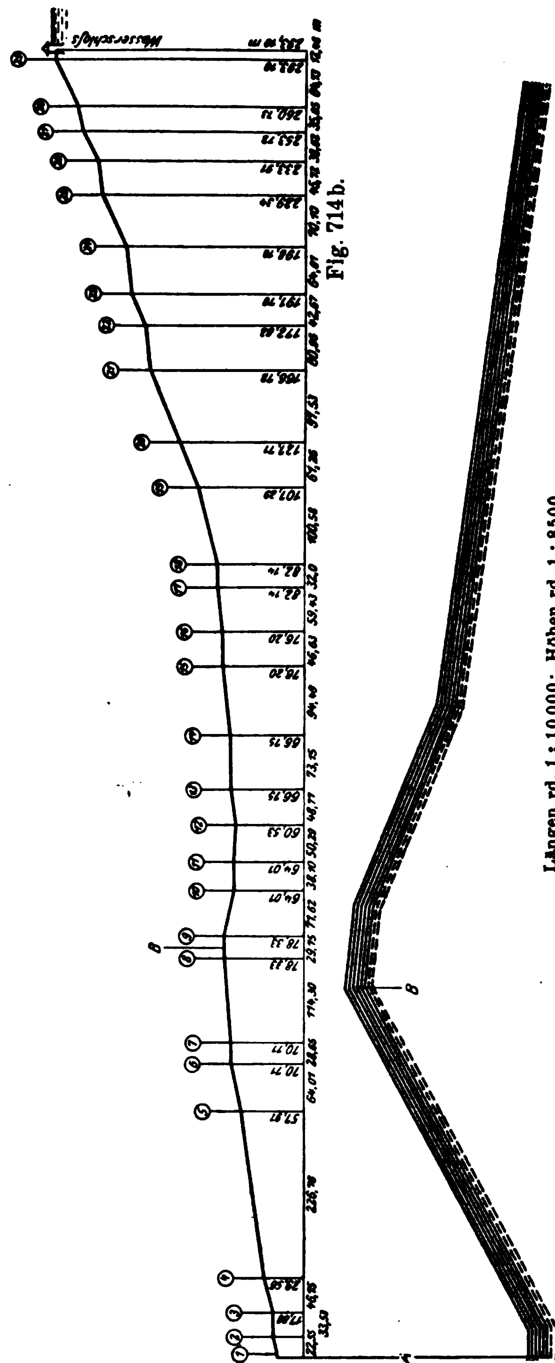


Fig. 714b.

Längen rd. 1 : 10000; Höhen rd. 1 : 8500.

Fig. 714a.

2. Jede Rohrverbindung ist in achsialer Richtung ausdehnungsfähig; es erübrigte sich daher der Einbau besonderer Stopfbüchsenrohre, wie sie bei Flanschenrohren erforderlich werden. Bei solchen Rohren müssen sich die infolge der Dehnungswirkungen auftretenden Längenverschiebungen immer von Stopfbüchse zu Stopfbüchse auf eine größere Strecke übertragen, und hierzu muß diese Reibung der Rohre in den Auflagern in dieser ganzen Teilstrecke überwunden werden: ein Übelstand, der gänzlich beseitigt wird, wenn jedes einzelne Rohr auf seiner Unterstützung unverrückbar festliegt und sich nur in sich selbst dehnt.

3. Besondere Paßrohre zum Ausgleich auftretender Längenunterschiede sind nicht erforderlich, da jedes beliebige Rohr durch Abschneiden des Spitzendes als Paßrohr verwendet werden kann.

4. Das Dichtungsmaterial wird von außen eingebracht, wenn die Rohre fertig verlegt sind; es ist bei Undichtigkeit eine Verbindung ohne weiteres zu erneuern, ohne daß nur ein einziges Rohr aus seiner Lage bewegt zu werden braucht.

5. Die Leitung kann sehr einfach und wesentlich schneller zusammengebaut werden als bei Verwendung von Flanschrohren, weil das Verlegen der Rohre von der Arbeit des Abdichtens der Verbindungen ganz unabhängig ist.

Als Dichtungsmaterial wurde ein besonders zubereiteter Hanfstrick verwendet, der zunächst mit einem stumpfen meißelförmigen Eisen eingestemmt und dann durch Anziehen der Verbindungsschrauben fest in die Muffe eingepreßt wird.

Sämtliche Vertikalkrümmungen der Leitungen wurden als verankerte Festpunkte ausgebildet. Die Krümmer sind mit den anschließenden beiden Rohren durch Flanschen nach Fig. 716 verbunden, teils um in den Werkstätten des Lieferers die Wasserdruckprobe vornehmen zu können, teils wegen einer vorteilhafteren Verankerung. Die gleiche Flanschenverbindung, die der liefernden deutschen Firma Aktiengesellschaft Ferrum in Zawodzie bei Kattowitz patentiert ist, wurde auch für die in den Hauptverankerungen liegenden geraden Rohre verwendet.

Flanschverbindung.

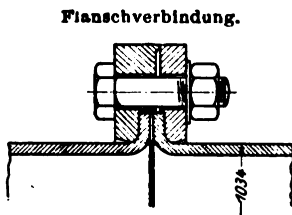


Fig. 716.

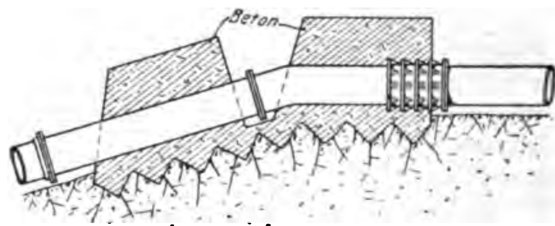


Fig. 717. Knickpunktverankerung.

Fig. 717 zeigt die Knickpunktverankerungen in Loch-Leven. Der Achsialdruck der Rohrleitungen wird durch gußeiserne Ringe, die sich gegen den Rohrumfang abstützen, auf den Unterbau übertragen. Die vom hydraulischen Druck herrührenden Kräfte sind bei Bemessung der Verankerungsklötze berücksichtigt. Außer den Knickpunktverankerungen sind bei der Anlage Loch-Leven in längeren geraden Rohrstrecken noch Zwischenverankerungen vorgesehen, die nur den Achsialdruck aufzunehmen haben, während auf die Verankerungen der wagerechten Knickpunkte nur die Seitenkräfte des hydraulischen Druckes wirken. Die Verankerungsklötze und die kleinen Unterbauten, auf denen die Rohre ruhen, sind in Stampfbeton hergestellt.

Zu 2. Die geraden Rohre der Verteilleitung sind aus weichem Siemens-Martin-Flußeisen mittels Wassergases überlappt geschweißt, während die kugelförmigen Abzweigstücke und die an diese sich anschließenden Krümmer aus weichem Siemens-Martin-Stahlformguß angefertigt sind. Wegen weiterer bemerkenswerter Einzelheiten der Verteilleitung wird auf die angegebene Quelle verwiesen.

Endlich sei noch auf die Auflagerung der Druckrohre des Kraftwerkes der Innai-Mine, Fig. 682, verwiesen

Zu der Beantwortung der wichtigen Frage, ob gußeiserne oder schmiedeeiserne Rohre zu wählen sind, diene nach Mattern [63] folgendes: Bei Lichtweiten von 500 bis 600 mm sind die Kosten die gleichen, bei kleineren Lichtweiten werden Gußrohre billiger als solche aus Schmiedeeisen. Bei Pressungen über 10 Atm. sind schmiedeeiserne Rohre betriebssicherer als gußeiserne. Gußeiserne Rohre rosten weniger leicht als schmiedeeiserne. Ungünstige Transportverhältnisse sprechen gegen die Verwendung des spröderen Gußeisens.

Gußrohre werden bis etwa 2000 mm lichtem Durchmesser und 4—5 m Länge geliefert.

Normale Gußrohre werden für ruhigen Betriebsdruck bis zu 10 Atm. hergestellt. Die geschweißten schmiedeeisernen Rohre können in Weiten bis zu 3000 mm und in Längen bis etwa 46 m geliefert werden. Schmiedeeiserne Muffenrohre größeren Durchmessers können ohne Quernähte bis etwa 6 m Länge hergestellt werden. Wegen der mit großen Rohrlängen verbundenen Förder- und Verlegeschwierigkeiten pflegt man die Längen der schmiedeeisernen Rohre auf 6—10 m zu beschränken.

Größere Längen sind zweckmäßig als Mehrfaches von 6 m in Aussicht zu nehmen.

Druckrohre aus Eisenbeton kommen nach Koehn [64] für Pressungen bis zu 3 Atm. dann in Frage, wenn es sich um große Durchmesser und schwach geneigte Leitungen handelt, bei denen volle Füllung des Rohres mit druckfreiem Scheitel zusammenfallen kann, oder die bei kleineren Druckhöhen hoch überschüttet werden. Alsdann stellen sich Eisenbetonrohre erheblich billiger als eiserne Rohre.

Ganz allgemein ist mit Nachdruck darauf hinzuweisen, daß die Rohrleitungsanlage einschließlich ihrer Verankerung und Gründung bis zu den Turbinen in allen ihren Teilen mit sehr reichlicher Sicherheit zu bemessen und auszubilden ist, und daß die Herstellung nur unter Verwendung allerbesten Materials und in sorgfältigstem Arbeitsverfahren zu bewirken ist: nur dann können Rohrschäden usw. von vornherein vermieden oder doch deren Folgen auf ein ungefährliches Maß vermindert werden. Deshalb empfiehlt es sich auch, für eiserne Druckrohrleitungen kein Gußeisen, sondern nur weiches Schmiedeeisen und entsprechenden weichen Stahlguß zu verwenden: dann können zwar Schäden in Form von Rißbildungen eintreten, jedoch erscheint unter Voraussetzung sorgfältigster Gründung und Verankerung die Zerstörung eines Rohres bis zu dem Grade, daß größere gefahrbringende Wassermassen ausströmen können, fast ausgeschlossen.

E. Die elektrische Fernübertragung.

Für die elektrische Fernübertragung benutzt man meist den Wechselstrom in Form von Drehstrom, wenn auch für hohe Spannungen und große Entfernungen der Gleichstrom nicht ohne Zukunft sein dürfte. Das Wesen des Hochspannungsgleichstromes besteht in der Hintereinanderschaltung einer Reihe von Gleichstrommaschinen kleiner Spannung, da einzelne Gleichstrommaschinen nur für Spannungen von etwa 3000 bis 5000 Volt hergestellt werden können. Die Entnahme am Verbrauchsort erfolgt gleichfalls durch eine Reihe von Motoren kleiner Spannung. Die Summe der Einzelspannungen gibt die Gesamtspannung. Der Hochspannungsgleichstrom eignet sich daher nur dann für die Übertragung, wenn ein langer gleichmäßiger Kraftbedarf, wie z. B. im Straßenbahnbetriebe, vorliegt. Darin liegt eine Beschränkung dieser Stromart gegenüber dem

Wechselstrom. Die Wahl des Gebrauchsstromes — Gleich- oder Wechselstrom — hängt aber nicht nur von der Übertragungslänge, sondern auch von dem Bedarf des Abnehmerkreises ab.

Über die wirtschaftliche Grenze der Fernübertragung und die zulässige Höhe der Stromspannungen ist ein abschließendes Urteil noch nicht möglich. Einige halten Spannungen bis zu 200000 Volt für eine Übertragung auf 1000 km noch zulässig, andere erachten schon eine Spannung von mehr als 60000 Volt nicht mehr für wirtschaftlich.

Benutzte Literatur.

[1] J. Weisbach, Lehrbuch der Ingenieur- und Maschinenmechanik, 5. Auflage, 2. Teil, 2. Abteilung. Braunschweig 1883—1887.
[2] H. Engels, Wasserbau. M. Foersters Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1911.
[3] H. Engels, Schutz von Strompfeiler-Fundamenten gegen Unterspülung. Zeitschr. f. Bauwesen, 1894.
[4] H. de Lagrené, Cours de navigation intérieure, Tome IIIme. Paris 1873.
[5] F. W. Otto Schulze, Handbuch für Eisenbetonbau. 2. Aufl., 4. Band. Berlin 1910.
[6] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1885, S. 8 und 227.
[7] Minutes of Proceedings of the institution of civil engineers. Vol. LX (1880) S. 85 und Tafel 6.
[8] Schweizerische Bauzeitung, 49. Band (1907), S. 70.
[9] Schweizerische Bauzeitung, 56. Band (1910), S. 59.
[10] Zeitschr. f. Bauwesen, 1881, Bl. 34.
[11] Allgemeine Bauzeitung, 1904, Heft 4.
[12] Zeitschr. f. Bauwesen, 1886, Bl. 33.
[13] Zeitschr. f. Bauwesen, 1883, Bl. 26.
[14] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1905, S. 251.
[15] Zeitschr. f. Bauwesen, 1896, Bl. 52.
[16] Anton Klír, Neue Konstruktion der Nadelwehrböcke. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, 1907, S. 401.
[17] Anton Klír, Die Stauanlage bei Wegstädtl a. d. Elbe, Allgem. Bauzeitung, 1908, Heft 4.
[18] M. Hans-E. Düsing, Die Kanalisierung der Maas von Namur bis zur französischen Grenze. Wiesbaden 1885.
[19] Zeitschr. f. Bauwesen, 1881, S. 113 und Bl. 29.
[20] Engels-Gebers, Der Beiwert k in der Formel $W = k\gamma F\frac{v^2}{2g}$ usw. Der Schiffbau, IX. Jahrgang, Nr. 6 und 7.
[21] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Aufl., 2. Teil, 2. Band, S. 309. Berlin 1873.
[22] Zentralbl. der Bauverwaltung, 1907, S. 672.
[23] Th. Carro, Canalisation au moyen des barrages automobiles, Meaux 1887.
[24] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1888, S. 230.
[25] Zeitschr. f. Bauwesen, 1888, S. 377.
[26] Mohr, Wehranlage in der Küddow. Berlin 1882.
[27] Von der Staatsbauverwaltung in Bayern ausgeführte Straßen-, Brücken- und Wasserbauten. Wehranlage im Main zu Würzburg. I. Band. München 1906.
[28] Engineering Record, 1907, S. 194 und Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1907, S. 1878.
[29] H. Engels, Das Zylinderwehr. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1893, S. 72.
[30] Neuffer, Das Walzenwehr und die Wasserkraftanlage des Württembergischen Portlandzementwerkes Lauffen b. Neckarwestheim a. Neckar. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1908, S. 1861.
[31] F. Kuwert, Berechnung der Auflagerkräfte bei walzenförmigen Wehrverschlüssen. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1908, S. 458.
[32] M. Carstanjen, Über Walzenwehre. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereines, 1903, Nr. 50.
[33] Eger, Segmentschütz und Walzenwehr. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1907, S. 592.

[34] Germelmann und Offermann, Verbesserung des Spreelaufs innerhalb Berlins. Zeitschr. f. Bauwesen, 1896.
[35] E. Mattern, Talsperren, Handb. d. Ing.-Wissensch. 3. Teil, 4. Auflage, 2. Band, 2. Abteilung Leipzig 1912.
[36] E. Fischer, Die graphische Ermittlung der Größe von Stauweihern. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1898, S. 390.
Derselbe, Die Berechnung von Stauweihern zur Hochwasserabwehr. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1899, S. 58.
[37] Die Wasserkräfte Schwedens und deren Ausnutzung. Meddelanden från kungl. Vattenfallsstyrelsen Nr. 2. Stockholm 1910.
[38] Ehlers, Bemerkungen über Talsperrenbauten. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1905, S. 569.
[39] Schelten, Über Güte und Widerstandsfähigkeit von Deichmaterialien. Zeitschr. f. Bauwesen, 1877, S. 351.
[40] Wollny, Untersuchungen über die Permeabilität des Bodens für Wasser. Forschungen aus dem Gebiete der Agrikulturphysik, 14. Band, S. 1. (Vergl. a. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1891, S. 229.)
[41] Cadart, Die Wasserbehälter des Haute-Marne-Departements, V. intern. Schiffahrtskongreß. Paris 1892. und Zeitschr. f. Bauwesen, 1882, Bl. 46.
[42] Anleitung für Bau und Betrieb von Sammelbecken. Berlin 1907.
[43] E. Link, Die Bestimmung der Querschnitte von Staumauern und Wehren aus dreieckigen Grundformen. Berlin 1910.
[44] O. Mohr, Der Spannungszustand einer Staumauer. Zeitschr. d. österr. Ing.- und Arch.-Vereines, 1908, Nr. 40 und 41.
[45] Bachmann, Verteilung der Spannungen in bogenförmigen Sperrmauern. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1899. S. 10.
[46] Engineering Record 1896, S. 64 und Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1898, S. 256.
[47] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1897, S 450.
[48] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1898, S. 525.
[49] Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauwesen, 1889, Bl. 32.
[50] Fecht, Anlage von Stauweihern in den Vogesen. Zeitschr. f. Bauwesen, 1893, Bl. 63.
[51] Th. Koehn, Zeitschr. f. d. gesamte Turbinenwesen, 1908, Heft 7 bis 9.
[52] A. Pfarr, Neuere Turbinenanlagen. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1897, S. 792.
[53] L. Quantz, Wasserkraftmaschinen. 2. Auflage. Berlin 1911.
[54] R. Camerer, Wirtschaftliche Gesichtspunkte beim Veranschlagen von Wasserkraftmaschinen. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1908, S. 1901.
[55] P. Werneburg, Über die Ausführung und Verwertung von Wasserkraftwerken. Saarbrücken 1909.
[56] Th. Rümelin, Leerschuß- und Sturzbettanordnungen an Wasserkraftanlagen. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1912, S. 470.
[57] L. Zodel, Große moderne Turbinenanlagen. Schweizerische Bauzeitung, 1904, Heft vom 30. Juli.
[58] Ernst Reichel, Versuche an der Wasserkraftanlage der A. S. Tyssefaldene in Tyssadal bei Odde im Hardanger Fjord. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1911, S. 1361.
[59] S. Eyde und S. Kloumann, Das Kraftwerk Svälgfos bei Notodden in Norwegen. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1909, S. 684.
[60] Guido E. Hemmeler, Eine moderne amerikanische Hochdruck-Wasserkraftanlage mit Francis-Turbinen. Zeitschr. d. Vereines deutscher Ingenieure, 1909, S. 929.
[61] Artur Budau, Über hydraulische Akkumulierungsanlagen bei Kraftwerken. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereines, 1908, S. 185.
[62] E. Liersch, Die Rohrleitung der hydroelektrischen Anlage Kinloch-Leven. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ingenieure, 1910, S. 957.
[63] E. Mattern, Die Ausnutzung der Wasserkräfte. 2. Auflage. Leipzig 1908.
[64] Th. Koehn, Ausbau von Wasserkräften. Leipzig 1908.

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten Zahlen [ ] beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle
447/448	M. Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1911.	612	Hann, Allgem. Erdkunde, 4. Aufl. 1886, Fig. 72.
450/459	Desgl.	613	Desgl. Fig. 73.
467	Desgl.	615	[38]
506/507	[4]	617	[41]
519	[12]	622	[43]
520	[34]	625	[44]
522	[6]	644/645	[46]
524	[8]	646/647	[47]
525/526	[9]	648	[48]
529	[10]	659	[51]
530	[11]	660	[41]
532	[13]	664/667	[53]
534/537	[14]	668	[54]
548	[15]	669/684	[52]
549	[16]	685/686	[54]
550	[17]	687	[55]
551/553	[15]	690	[56]
559	Allgemeine Bauzeitung, 1857.	691	[57]
560	» » , 1884.	692/695	[58]
561	[19]	696/703	[59]
565/566	[23]	704/706	[60]
568/570	Zeitschr. f. Bauwesen, 1888, Bl. 51/52.	707	[61]
574/576	[28]	708	[54]
579	[29]	709/710	[60]
590/596	[30]	711/713	[58]
608	[30]	714/717	[62]
609	[36]		

Fünfter Teil.
Schutz des Landes gegen das Wasser.

I. Abschnitt.
Uferschutzbauten.

A. Allgemeines.

Die Bauweise ist zunächst davon abhängig, ob das zu befestigende Ufer nur geschützt oder aber auch benutzt werden soll. Die Nutzung eines Ufers wird stets durch die Anforderungen der Schiffahrt, d. h. des Verkehrs, in dem allgemeinen Sinne bedingt, daß möglichst nahe am Ufer Schiffe anlegen sollen, um be- und entladen zu werden. Es wird daher möglichst unmittelbar vor dem Nutzufer eine Wassertiefe verlangt, die von dem Tiefgange der in Frage kommenden Schiffe abhängt: das bedingt im allgemeinen die Ausbildung des Nutzufers als Steilufer und somit seine Bekleidung mit Kunstbauten, die den Druck der Hinterfüllungserde standsicher aufzunehmen vermögen. Auf diese Kunstbauten wird im Zehnten Teile näher eingegangen werden.

Die hier zu behandelnden Deckungen der Schutzufer sind — mit Ausnahme gewisser Seeuferschutzwerke — im allgemeinen dadurch gekennzeichnet, daß bei ihnen die Wirkung des Erddruckes ausscheidet, indem diese Ufer lediglich in ihrer natürlichen Form erhalten werden sollen. Solche natürliche Ufer sind an sich standfest, wenn sie unter dem natürlichen Böschungswinkel, der je nach der Bodenart und dem Grade ihrer Durchnässung verschieden ist, abgeböscht sind: sie sind also im Gegensatze zu den meisten Nutzufern Flachufer.

B. Flußufer.

Über die Angriffe, die solche Ufer durch das strömende Wasser zu erleiden haben, und die durch die Stromangriffe hervorgerufenen Veränderungen der Ufer vergleiche den Dritten Teil, I. Abschnitt, A. Ihre Deckung ist ausführlich dargelegt worden im Dritten Teil, III. Abschnitt, D. § 1.

C. Ufer an stehenden Binnengewässern.

Bei undurchlässigem Boden, also tonigen Ufern, scheidet die Wirkung des Grundwassers aus. Solche Ufer sind hauptsächlich gegen etwaige Angriffe des Wellenschlages zu schützen und zu dem Ende in Höhe des Wasserspiegels künstlich zu befestigen. Während der unter Wasser liegende Teil des Ufers keiner besonderen Befestigung bedarf, falls er unter dem natürlichen Böschungswinkel geneigt ist, kann es erforderlich werden, die zutage liegende Böschung gegen die auswaschenden Wirkungen des abfließenden Tagewassers zu sichern. Das abfließende Tagewasser wird aber nur

bei hohen Uferböschungen tiefere Einrisse hervorrufen können, deren Bildung durch die tonigen Ufern eigene Steilheit an solchen Stellen begünstigt wird, die bereits eine quer zur Uferlinie liegende muldenartige Vertiefung aufweisen. Solche Vertiefungen sind am besten durch Abpflasterung gegen weitere Auswaschungen zu sichern.

Ganz allgemein ist noch zu bemerken, daß alle Pflasterungen toniger Ufer wasserdicht, also mit Mörtelfugen ausgeführt werden können, da eine Zerstörung der dichten Pflasterdecke durch den Druck von angestautem Grundwasser wegen des Fehlens des letzteren nicht eintreten kann.

Der Wellenschlag greift nur dann die Uferböschung im Bereiche der Wellenhöhe an, wenn die Wassertiefe von dem Ufer kleiner ist als die Wellenhöhe, so daß (vergl. Erster Teil, II. Abschnitt, B. § 4) das Ufer von brandenden Wellen getroffen wird, die die Böschung aushöhlen. Alsdann wird der obere Uferteil überhängend und stürzt ein, sobald infolge eines etwaigen Sinkens des Wasserspiegels der Gegendruck des Wassers aufhört.

Bei durchlässigem Boden tritt zu den vorgenannten Wirkungen noch die des Grundwassers hinzu, das bei niedrigem Wasserstande durch die Böschungen austreten und durch Mitführen von Sand usw. in dem Ufergelände Hohlräume hervorrufen kann, die schließlich ein Einstürzen des Ufers veranlassen können. Die Sicherungsmittel sind die gleichen wie die vorgenannten: nur sind etwaige Abpflasterungen mit wasserdurchlässigen Fugen auszuführen, die den Austritt des Grundwassers ermöglichen sollen, aber zugleich verhindern müssen, daß mit dem Grundwasser auch Sandkörner durch die Fugen austreten. Die Fugen sind daher sorgfältig auszuzwicken: dann wird auch der beim Rücklauf der Brandungswelle entstehende Sog ein Auswaschen des hinter der Pflasterdecke liegenden Erdreiches nicht herbeiführen können.

D. Seeufer.

§ 1. Wirkungen des Meeres auf die Ufer.

1. Wirkung der Wellen.

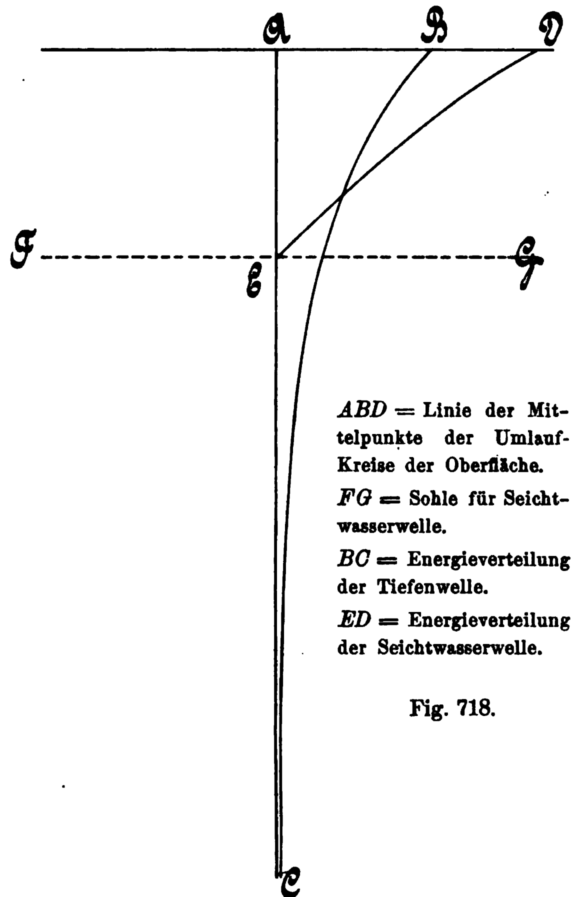
Da die Wirkungen der Wellen auf die Küste von ihrer Kraftäußerung abhängen, so ist es geboten, diese letztere ganz allgemein darzulegen und zu dem Zwecke auch die Wirkungen der Wellen auf alle ihnen ausgesetzten Bauten in Betracht zu ziehen, auch wenn diese Bauten nicht dem Uferschutze dienen. Nur auf diese Weise ist eine Grundlage zu gewinnen, von der aus auch die Einwirkungen der Wellen auf die Uferschutzwerke zutreffend beurteilt und die fraglichen Bauweisen kritisch beleuchtet werden können. Die nachfolgenden Betrachtungen sind zum größten Teile dem grundlegenden Werke von Gaillard [1] entnommen.

Die Gleichungen (99) und (106) des Ersten Teiles zeigen, daß gleichhohe Tief- und Seichtwasserwellen die gleiche Gesamtenergie besitzen. Während sich aber bei der Tiefwasserwelle die Energie auf eine sehr große Tiefe verteilt, nimmt sie bei der Seichtwasserwelle auf der verhältnismäßig kurzen Strecke bis zur Sohle bis auf Null ab. Um über diese Energieverteilungen eine Vorstellung zu gewinnen, genügt die Annahme, daß bei der Tiefwasserwelle die Energie nach der Tiefe zu etwa mit dem Quadrate der Halbmesser der Kreisungsbahnen abnimmt. Diese Halbmesser sind durch die Gleichung (97), Erster Teil, bestimmt (vergl. auch die Tafeln S. 154). Bei der Seichtwasserwelle erfolgt diese Abnahme nach einer sehr flachen Parabel (vergl. Fig. 718).

Es ist daran zu erinnern, daß bei der Seichtwasserwelle die Linie AD um etwa das 0,7fache der Wellenhöhe über dem ruhigen Wasserspiegel liegt. Die Fig. 718 erklärt somit, weshalb die zerstörenden Wirkungen der Seichtwasserwellen in der Nähe der Oberfläche erheblich größer sind als die der Tiefwasserwellen und weshalb in der Regel die größte Wellenkraft in einer beträchtlichen Höhe über dem ruhigen Wasserspiegel ausgeübt wird.

Wird die Wellenbewegung durch ein festes Hindernis aufgehalten, dann wird wenigstens ein Teil der Wellenenergie gegen das Hindernis selbst ausgeübt, und wenn dieses den einander folgenden Wellenangriffen nicht widerstehen kann, wird es zerstört werden. Keine andere Kraft von gleicher Größe stellt, wie Gaillard treffend hervorhebt, einen jeden Teil des Bauwerkes, gegen das sie wirkt, so ernsthaft auf die Probe und deckt so unerbittlich jede schwache Stelle oder fehlerhafte Einzelkonstruktion auf. Das ist in der Mannigfaltigkeit der Wege begründet, auf denen die Wellenkraft ausgeübt und übertragen werden kann. Die Wellenwirkung kann herrühren

1. vom hydrostatischen Drucke einer Wassersäule,
2. von der kinetischen Wirkung schnell sich bewegender Flüssigkeiten,
3. von dem plötzlichen Stoß eines auf dem Wasser schwimmenden und durch die Welle gegen das Bauwerk geschleuderten Körpers,
4. von dem schnellen Sinken der gegen das Bauwerk geworfenen Wassermasse, weil dann eine Luftverdünnung hervorgerufen werden kann, die im Innern des Bauwerkes plötzliche Druckäußerungen verursacht.



ABD = Linie der Mittelpunkte der Umlauf-Kreise der Oberfläche.
FG = Sohle für Seichtwasserwelle.
BC = Energieverteilung der Tiefenwelle.
ED = Energieverteilung der Seichtwasserwelle.

Fig. 718.

Diese Wirkungen können durch Fugen oder schadhafte Stellen in das Bauwerk selbst hineingetragen werden, und zwar entweder durch den hydraulischen Druck oder durch den Luftdruck oder auch durch eine Vereinigung beider. Endlich können die durch den Wellenangriff hervorgerufenen Stöße oder Erschütterungen durch die Bauwerksmasse selbst weiter getragen werden.

Wenn eine Welle auf ein Hindernis stößt, dann kann in einer gewissen Tiefe unter der Oberfläche ein Energiebetrag entfaltet werden, der größer als der dieser Tiefe theoretisch zukommende Anteil ist. Das ist auf die Zusammendrängung oder auch auf die Zurückwerfung der Energie von anderen Teilen der Welle oder auf den durch das Hindernis verursachten Rückstrom zurückzuführen.

So ist z. B. eine Steinschüttung, die mit ihrer Oberfläche 4—5 m unter dem Wasserspiegel lag, durch Wellenschlag ungestört geblieben, während sie fortbewegt wurde, nachdem auf ihr ein undurchlässiger Überbau mit lotrechter Außenfläche errichtet worden war. Und mehr noch: nunmehr erstreckte sich die Wirkung eines gleichen Wellenschlages bis auf eine Tiefe von 6—8 m.

Man muß daher in den Fällen, wo ein fester hoher Überbau auf eine Steinschüttung aufgesetzt wird, die den Wellenangriffen ausgesetzte seeseitige Böschung der Schüttung durch besonders schwere Steine oder Betonblöcke schützen.

Die Wellenstöße von kurzer Dauer sind weniger gefährlich als die längere Zeit hindurch andauernden. Die ersteren werden fast ausnahmslos durch verhältnismäßig kleine Wassermassen hervorgerufen, die wegen der Reflexion und Interferenz der Wellen ein Bauwerk mit außergewöhnlicher Geschwindigkeit treffen, wobei Spritzwasser unter lautem Donner hoch emporgeschleudert wird. Das tritt am ausgeprägtesten auf, wenn ein Sturm an Heftigkeit zunimmt, oder wenn der Wind seine größte Stärke erreicht hat. Alsdann ist die Wasserfläche in wilder verworrener Bewegung und weit davon entfernt, irgend welche erkennbaren regelmäßigen Wellenzüge zu zeigen. Dieses Wasserchaos, das auf den Beschauer einen so großen Eindruck macht, stellt aber nichts anderes dar als eine Zerstreuung von Energie. Unter solchen Umständen werden gewöhnlich nur kleine Schäden an fertigen Bauten verursacht.

Erst dann, wenn der Wind abflaut, treten die den Bauten gefährlicheren großen und regelmäßigen Dünungswellen auf: diese stellen, im Gegensatze zu den vorigen Wellen, konzentrierte Energie dar. Wo eine solche Welle vor einem Werke bricht, strömt eine große Wassermasse mit großer Geschwindigkeit oft mehrere Sekunden hindurch vorwärts und kann durch Überflutung das Eigengewicht eines Bauwerkes vermindern, dessen Massenträgheit überwinden und die Teile fortbewegen oder beschädigen, gegen welche sie stößt. Es ist in der Tat eine allgemeine Erfahrung, daß die größte Beschädigung an Bauwerken nicht dann eintritt, wenn die Windstärke am größten ist, sondern gewöhnlich erst dann, nachdem der Wind merklich abgeflaut ist.

Um den möglichen Wellenangriff auf ein Bauwerk einzuschätzen, muß man in Betracht ziehen die Wassertiefe vor demselben nach ihrer Größe und Verteilung, die Streichlänge, die Richtung, Häufigkeit und Gewalt der Stürme, die Wasserstandsschwankungen, die Strömungen, die Form und Lage der den Angriffen ausgesetzten Bauwerksflächen und den Winkel, unter dem die Wellen diese treffen.

Stößt die Welle gegen eine lotrechte feste Wand unter einem Winkel α, dann ist der winkelrecht auf die Flächeneinheit wirkende Wellenstoß

$$P_1 = P \sin^2 \alpha, \tag{1}$$

wenn mit P der dem Winkel $\alpha = 90^\circ$ entsprechende Wellenstoß bezeichnet wird.

Übrigens gibt diese theoretische Beziehung nicht immer die durch Wellen ausgeübte Wirkung wieder. Wenn z. B. die Wellen parallel mit einer eine Hafeneinfahrt begrenzenden Mole laufen, dann würde, da der Winkel α gleich Null, nach vorstehender Gleichung keine Wellenkraft gegen die Mole ausgeübt werden. In Wirklichkeit tritt aber dann ein oft sehr erheblicher statischer Druck auf, wenn das Wasser an der Seite der Einfahrt tiefer ist als an der Außenseite, und folglich die Wellen auf jener Seite schneller laufen als auf dieser. Es kann dann an irgend einer Stelle ein Wellenberg an der Binnenseite gegenüberliegen einem Wellental außenseits und umgekehrt.

Schwingende Wellen folgen dem bekannten Brechungsgesetze, wenn sie gegen eine feste Wand anlaufen, und zwar werden sie nicht nur von lotrechten Wänden zurückgeworfen, wie das immer noch eine viel verbreitete Meinung ist, sondern auch von Böschungen bis zu einem Böschungswinkel von 23° mit der Wagerechten, falls die Böschungen so hoch sind, daß sie nicht überschlagen werden. Das hat Gaillard beobachtet und ist vom Verfasser durch Versuche bestätigt worden. Übrigens befinden sich tatsächlich solche Bauten ausnahmslos in Wasser mit beschränkter Tiefe, so daß nur kleinere Wellen sie in schwingendem Zustande, größere Wellen sie aber als Brecher erreichen. Die Wirkung der Böschung besteht dann darin, daß sie die Wassermassen veranlaßt, auf ihr heraufzulaufen und so einen Teil ihrer Energie auf die Hebung dieser Wassermasse zu verwenden, anstatt sie in einer zerstörenden Tätigkeit auf der Böschung selbst zu verzehren. In vielen Fällen wird die Wand gebildet durch eine untere Steinschüttung mit einem lotrechten Überbau. Der letztere ist dann zuweilen einem stärkeren Angriffe ausgesetzt als eine einheitliche Böschung oder eine durchweg lotrechte Wand, weil die Wellen auf der unteren Böschung hinauflaufen oder brechen und mit geschlossener Wirkung den Überbau angreifen.

Ist ein Wellenbrecher so hoch, daß er nicht überschlagen werden kann, und laufen ihn Wellen, ohne zu branden, unter einem sehr kleinen Winkel an, dann werden sie teilweise zurückgeworfen und teilweise erhöht und nehmen daher beim Entlanglaufen am Wellenbrecher an Energie zu.

Bildet endlich ein hoher Damm einen spitzen Winkel mit der Küste, und laufen in den von beiden eingeschlossenen spitzwinkeligen Raum Wellen ein, dann wird ihre Energie mehr und mehr konzentriert und daher ihre zerstörende Wirkung vergrößert.

Die Wellenwirkung wird besonders durch die Wassertiefe vor dem Bauwerke beeinflußt. Es kann ja keine Welle bestehen in einer Tiefe, die kleiner ist als ihre Höhe. Sie bricht vielmehr meistens schon dann, wenn sie in eine Wassertiefe gelangt, die erheblich größer als ihre Höhe ist. Ist daher die Wassertiefe vor einem Bauwerke kleiner als jene, in der Sturmwellen gewöhnlich brechen, dann kann offenbar das Werk nicht von diesen größten Wellen angegriffen werden.

Liegt in größerem Abstande seewärts vom Ufer eine Untiefe, eine Bank oder ein Riff, dann brechen bereits dort bei schweren Stürmen die größeren Wellen, während die kleineren ungebrochen über die Untiefe hinweglaufen. Das Ufer oder das Bauwerk vor ihm wird dann nur von diesen kleineren Wellen angegriffen. Solche seewärts liegenden Bänke bilden daher einen außerordentlich wichtigen und wirksamen Uferschutz.

Endlich übt die Neigung und Beschaffenheit der Sohle vor einem Bauwerk einen wichtigen Einfluß auf die Wirkung der Wellen gegen das Werk aus: sie kann sowohl zur Konzentrierung als auch zur Verkleinerung der Wellenwirkung beitragen.

Die Seebauten sind ausnahmslos den Wirkungen von Seichtwasserwellen ausgesetzt, die ihren Größtwert erreichen, wenn die Wellen brechen. Dann liegt der Wellenkamm um 65—80 v. H. der ganzen Wellenhöhe über dem Spiegel des ruhigen Wassers, und es wird, was besonders bedeutungsvoll, die Welle eine Übertragungswelle.

Nach Gleichung (106), Erster Teil, ist, wenn angenommen wird, daß im Augenblicke des Brechens

$$a = b = \frac{h}{2},$$

$$E = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V_1^2.$$

Stößt nun die brandende Welle auf eine feste hochwasserfreie Wand, dann verliert sie im ungünstigsten Falle während der Periode $\frac{L}{V_1}$ ihre gesamte Energie E.

Ist daher p die mittlere Stoßkraft der Welle auf die Längeneinheit der Wand während der Zeit $\frac{L}{V_1}$ Sekunden, dann ist

$$E = p V_1 \frac{L}{V_1},$$

woraus

$$p = \frac{\gamma}{g} \frac{\pi h^2}{4} V_1 \cdot \frac{1}{L}.$$

p erhält seinen Größtwert für $L_{min} = h\pi$.
Somit

$$p = \frac{\gamma h}{4g} V_1^2.$$

Da im ersten Augenblicke die Stoßkraft gleich Null ist, so ist nach [2] die größte Stoßkraft

$$P = 2p$$

oder

$$P = \frac{\gamma h V_1^2}{2g}. \tag{2}$$

Ihr Angriffspunkt ist in Höhe des zugehörigen Ruhigwasserspiegels anzunehmen.

Vorstehende Gleichung gibt die Stoßkraft auf die Längeneinheit der Wand oder auf h qm Wandfläche. Die mittlere Wellenstoßkraft auf die Flächeneinheit ist somit

$$P_1 = \frac{\gamma V_1^2}{2g}.$$

Da P_1 von Null bis zu einem Größtwert sich ändert, so wird dieser ausgedrückt durch

$$P_{max} = 2 \cdot P_1 = \frac{\gamma V_1^2}{g}. \tag{3}$$

Setzt man für Seewasser $\gamma = 1{,}026$ t/cbm, dann wird

$$P_{max} = 0{,}105\ V_1^2 \text{ t/qm}. \tag{4}$$

Für Süßwasser wird

$$P_{max} = 0{,}102\ V_1^2 \text{ t/qm}. \tag{5}$$

Messungen der Stoßkraft der Wellen. Th. Stevenson [3] hat als erster vom Jahre 1842 ab eine große Zahl von Stoßkraftmessungen mit Hilfe des von ihm erdachten Marine-Dynamometers ausgeführt. Es besteht, Figuren 719a und b, aus einem gußeisernen Zylinder von etwa 20 cm Länge und 10 cm äußerem Durchmesser, der so angebracht wird, daß die Wellen in der Richtung seiner wagerechten Achse gegen ihn schlagen. Behufs bequemer Ablesung wurde er von Stevenson auf etwa drei Viertel der gewöhnlichen Fluthöhe über Niedrigwasser angebracht. Durch beide Stirndeckel gehen vier Rundeisen, die seeseitig eine lotrechte, gewöhnlich 181 qcm große Stoßscheibe tragen. Im Innern des Zylinders ist an den Rundeisen eine zweite Scheibe angebracht, an der vier geeichte Meßfedern befestigt sind, die auch mit dem äußeren Stirndeckel fest verbunden sind. Die Zusammendrückung der

Federn wird durch die Stellung von Lederscheiben gemessen, die auf den Rundeisen verschiebbar sind.

Stevenson bezog alle Messungen auf den Quadratfuß (gleich 929 qcm). Als Ergebnis wurde stets die größte Ablesung einer Beobachtungsreihe genommen. Stevenson unterläßt nicht darauf hinzuweisen, daß die nachstehenden Werte sich auf Flächen begrenzter Ausdehnung beziehen und auf große Flächen ohne weiteres nicht übertragbar sind.

Beobachtungsort	Größte Ablesungen t/qm
Skerryvore-Rocks, im Atlantik, westlich von Schottland	30
Bell Rock, in der Nordsee, östlich von Schottland. . .	15
Dunbar, Ostküste von Schottland (Firth of Forth) . . .	39
Buckie, Nordostküste von Nordschottland	32

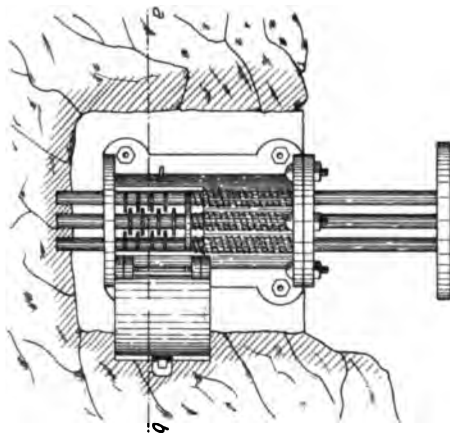


Fig. 719a.

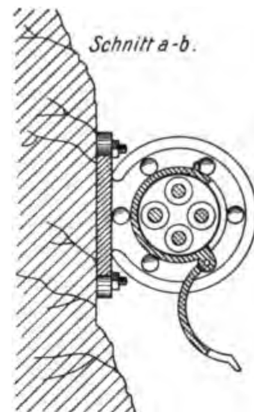


Fig. 719b.

Stevenson stellte an dem alten Hafendamm in Dunbar, Fig. 720, Dynamometer-Beobachtungen an zur Bestimmung des Wellenstoßes in verschiedener Höhenlage. Zu dem Ende wurden nach Figuren 721a und b ausgebildete Dynamometer bündig in den Damm eingelassen. Die Höhlungen *a* enthielten Feinschrot, das beim Austreten des Schaftes herunterfiel. Übrigens befriedigte diese Anordnung nicht. Wenn auch nach Beendigung der einen Zeitraum von mehreren Jahren umfassenden Beobachtungen gewisse Ablesungsirrtümer sich herausstellten, und somit irgend eine zuverlässige Formel nicht aufgestellt werden konnte, so geben nach Stevensons Meinung die Linien *bb*, *cc*, *dd*,

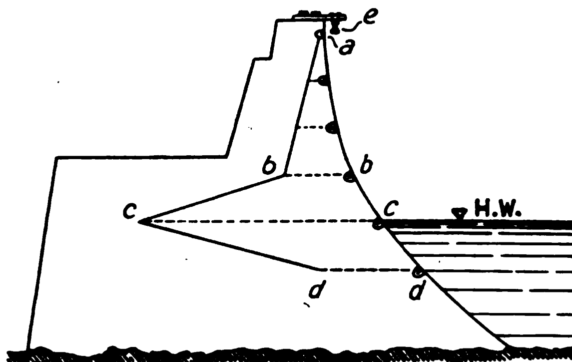


Fig. 720.

Fig. 720, doch ein allgemeines Bild von der Verteilung des wagerechten Wellenstoßes und lassen die Schlußfolgerung zu, daß weitaus der größte wagerechte Wellenstoß in Höhe des Hochwasserspiegels ausgeübt wird.

Zur Bestimmung der lotrechten Stoßkraft war auf der Krone ein Dynamometer *e* angebracht, dessen wagerechte Stoßscheibe der von unten nach oben wirkenden lotrechten Stoßkraft der Wellen ausgesetzt war. Es ergab sich, daß diese letztere 84 mal größer war als der wagerechte Stoß auf das benachbarte Dynamometer *a*. Die größte durch *e* angezeigte Vertikalkraft betrug 11,5 t/qm, die größte Horizontalkraft an dem 0,46 m darunter liegenden Dynamometer *a* nur 0,137 t. Das Dynamometer *e* lag zur Zeit der Beobachtung 7 m über dem Wasserspiegel.

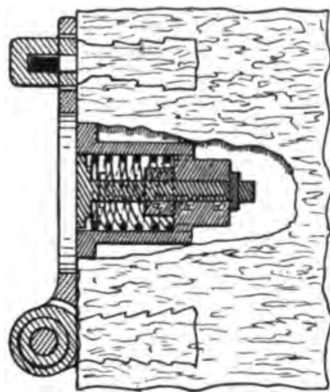


Fig. 721a.

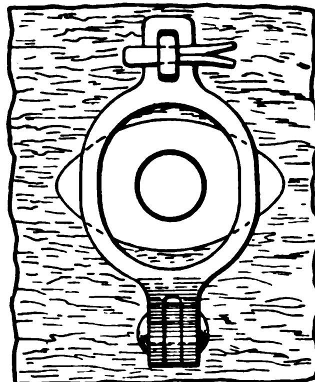


Fig. 721b.

Dynamometer I.

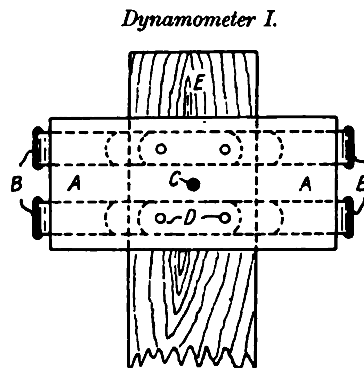


Fig. 722b. Ansicht.

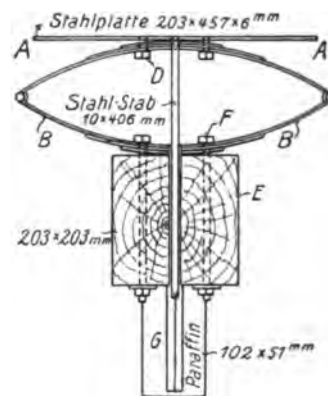


Fig. 722a. Grundriß.



Zur Bestimmung des vom Rückstrome hervorgerufenen Stoßes wurden in Dunbar unmittelbar vor dem Hafendamm zwei Dynamometer an einem und demselben Pfahl angebracht: das eine see-, das andere dammwärts. In einem Beispiele zeigte das letztere Dynamometer einen Druck von 11 t/qm und das erstere gleichzeitig einen solchen von nur 3,4 t/qm an, d. h. es war die Rückstoßkraft dreimal größer als der unmittelbare Stoß.

Gaillard verwendete für seine Messungen drei Arten von Dynamometern. Das Dynamometer I, Figuren 722a und b, besteht aus einer 6 mm starken an zwei Wagenfedern *BB* befestigten Stahlplatte *A* und ist an einem Pfahl *E* befestigt. Der Stahlstab *C* geht frei durch den Pfahl *E* hindurch und endigt, 25 mm hinter diesem herausragend, in einer mit Paraffin und Wachs gefüllten verschlossenen Nut. Eine feine umgebogene Spitze zeigt auf der Paraffinoberfläche den größten Druck an. Durch Eichung wurde bestimmt, daß die Federn durch eine Belastung von 54,4 kg um 25,4 mm zusammengepreßt wurden.

Zwei dieser Dynamometer wurden in North Beach, Flor., verwendet. Der Pfahl war so in der Linie der brechenden Wellen aufgestellt, daß die Dynamometer den vollen Stoß der Brecher erhielten. Wegen des Flutwechsels traten alle Wellenstöße zwischen 0,6 und 3,5 m über Niedrigwasser auf. Zu keiner Zeit war die Wassertiefe größer als 2 m.

Wellenstoßmessungen in North Beach, St. Augustine, Florida.

Größte Wellenabmessungen			Wellenstoß		Bemerkungen
Höhe m	Länge m	Geschwindigkeit m	beobachtet[1]) t/qm	berechnet[2]) t/qm	
0,6	14	2,56	0,72	0,69	[1]) Es wurde der Druck auf einen Quadratfuß engl. gemessen.
0,8	18	2,87	1,12	0,87	[2]) Die letzte Spalte ist vom Verf. mit der Gleichung (4) $P = 0{,}105\ V_1^2$ t/qm berechnet worden.
0,84	21	3,14	1,31	1,04	
0,9	23	3,57	1,57	1,34	
1,1	24	3,66	1,53	1,41	
1,2	25	3,72	1,98	1,45	
1,4	27	4,27	2,21	1,91	
1,5	37	4,63	2,28	2,26	
1,7	40	5,09	2,69	2,72	
1,8	46	5,55	3,26	3,23	

Das Dynamometer II, Figuren 723a und b, besteht aus einer quadratischen, 1 Quadratfuß engl. großen Druckplatte *A*, einer Spiralfeder *B* aus Tiegelstahl, vier Bolzen *C*, die sich in den Löchern *G* bewegen, und den Puffern *E*, die beim Zurück-

Dynamometer II.

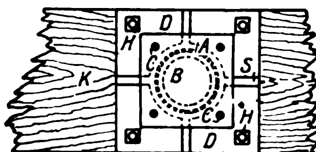


Fig. 723a. Vorderansicht.

100 0 100 300 500mm

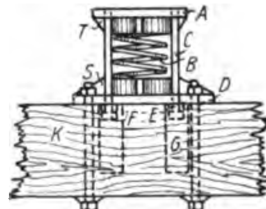


Fig. 723b. Seitenansicht.

schnellen der Feder den Stoß aufnehmen. Die Bolzen *C* werden mit einer Mischung von geschmolzenem Wachs und Paraffin überzogen, die bei ihrem Durchgange durch die Löcher der Grundplatte *D* abgeschabt wird. Das Mittel der Ablesungen an den vier Bolzen ergab den größten Wellenstoß. Bei zehn dieser Dynamometer war zum Zusammendrücken der Feder von 25,4 mm ein Druck von 401 kg, bei dreien ein

solcher von 483 kg erforderlich. Drei dieser Dynamometer waren übereinander an dem Kopfende der Südmole des Duluth-Kanals, Fig. 153, in folgenden Höhen angebracht: Dynamometer »*C*« 0,52 m unter dem Wasserspiegel, »*F*« 0,61 m und »*A*« 1,62 m über dem Wasserspiegel. Die Wassertiefe betrug 7,32 m. Die Wellen brachen gerade vor den Dynamometern. Eine Konzentrierung der Wellenergie infolge des Zurückwerfens der Wellen trat nicht auf.

Wellenstoßmessungen an dem Kopfe der Südmole des Hafens von Duluth.

Größte Wellenabmessungen			Wellenstoß		Bemerkungen
Höhe m	Länge m	Geschwindigkeit m	beobachtet t/qm	berechnet t/qm	
3,7	46	7,38	5,62 (*F*)	5,56	Die letzte Spalte ist vom Verf. mit der Gleichung (5) $P = 0{,}102\ V_1^2$ t/qm berechnet worden. Dynamometer »*E*« war an einem wagerechten Balken 0,61 m über dem Wasserspiegel befestigt, auch seine Druckplatte stand lotrecht und in etwa 1 m Abstand von dem Molenkopfe.
3,7	40	7,38	5,81 (*E*)	5,56	
4,9	76	10,12	11,01 (*E*)	10,44	
3,0	46	7,22	5,91 (*D*)	5,32	
4,0	46	9,02	7,89 (*D*)	8.30	
4,3	46	8,29	7,84 (*A*)	7,01	
4,9	61	9,14	8,57 (*C*)	8,52	
5,5	76	9,75	11,57 (*C*)	9,70	
4,9	64	9,45	8,30 (*C*)	9,11	

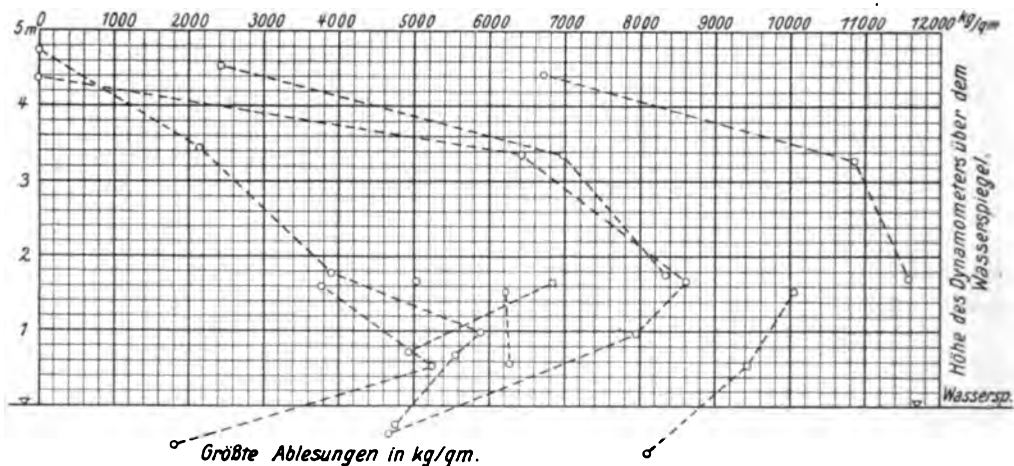


Fig. 724. Wellenstöße am Oberen See.

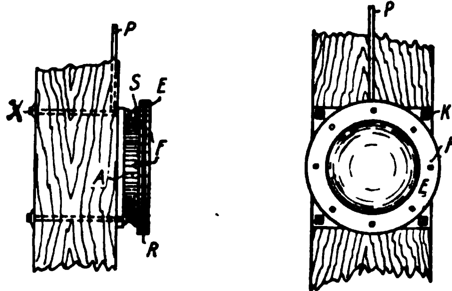
In Fig. 724 sind die größten Dynamometer-Ablesungen zeichnerisch aufgetragen. Die durch die gestrichelten Linien miteinander verbundenen Ablesungen wurden am gleichen Tage gemacht, aber es ist wahrscheinlich, daß die zusammengehörigen Ablesungen nicht der gleichen Welle entsprechen.

Die bisher beschriebenen Federdynamometer können nur dynamische Drücke anzeigen, da statische Drücke gegen die Vorder- und Rückseite der Druckplatte sich einander aufheben. Ihre Wirksamkeit ist ferner dadurch begrenzt, daß sie nur eine einzige größte Ablesung für einen Sturm angeben. Ihre Zuverlässigkeit wird dadurch beeinträchtigt, daß, wenn sie an einer lotrechten Mauer oder an einem ähnlichen Bau-

werke von erheblicher Flächengröße angebracht sind, sie möglicherweise in einem gewissen Maße einen Gegendruck von rückwärts erleiden.

Um eine von diesen Mängeln freie Meßvorrichtung zu erhalten, baute Gaillard im Jahre 1902 das Diaphragma-Dynamometer, Figuren 725a und b und Fig. 726. Eine gußeiserne Dose A ist vorn durch eine 6 mm starke und 1 Quadratfuß engl. große Gummiplatte R wasserdicht verschlossen. S ist eine Luftschraube zum Auslassen der Luft beim Füllen der Dose. Die Dose wird durch ein Rohr P von 19 mm Durchmesser mit einem kleinen Wasserbehälter verbunden. Von P zweigt eine Leitung ab zu einem Bourdonschen mit Glyzerin gefüllten Manometer G, das Drücke bis zu 2 kg/qcm anzeigen kann. Beim Gebrauche der Vorrichtung wird nach dem Öffnen der Luftschraube S und des Hahnes B die Dose A gefüllt, indem man Wasser in schwachem stetigen Strom in das offene Ende des Rohres unter C eingießt, bis es frei bei S austritt. Dann wird S dicht zugeschraubt und das Anfüllen bis zu C fortgesetzt. Jetzt wird der Hahn C aufgesetzt, die Verbindung mit dem Wasserbehälter hergestellt und das Anfüllen vollendet. Nunmehr wird C geschlossen und B offen gelassen. Irgend ein gegen die Gummiplatte ausgeübter Druck wird dann hydrostatisch auf das Manometer G übertragen und an diesem abgelesen. Die Eichung erfolgt durch Eintauchen

Diaphragma-Dynamometer.



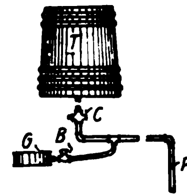


Fig. 725a. Seitenansicht. Fig. 725b. Vorderansicht. Fig. 726.

100 0 200 400 600 800 1000 mm

in ruhiges Wasser bei wagerechter Lage der Gummiplatte. Die Versuche haben ergeben, daß das Dynamometer genau solche Stöße anzeigt, die in weniger als 1 Sekunde auftreten und wieder verschwinden. Da nun die Periode einer gewöhnlichen Sturmwelle 6—9 Sekunden beträgt, so darf das Dynamometer als zuverlässig bezeichnet werden.

Wellenstoßmessungen mit Diaphragma-Dynamometern am Kopfe der Südmole des Hafens von Duluth.

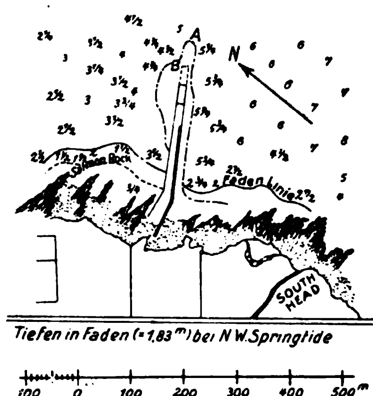
Größte Wellenabmessungen			Größter Wellenstoß		Bemerkungen
Höhe m	Länge m	Geschwindigkeit m	beobachtet t/qm	berechnet t/qm	
1,46	15	4,88	2,00[1])	2,43	Die letzte Spalte ist vom Verf.
1,52	15	4,88	2,59[1])	2,43	mit der Gleichung (5)
1,52	21	5,79	3,31[1])	3,42	$P = 0{,}102\ V_1^2$ t/qm
1,83	27	6,49	4,22[1])	4,30	berechnet worden.
3,05	46	7,62	5,91[2])	5,92	[1]) Dyn. 0,3 m unter Wasserspiegel
3,96	61	9,14	8,02[2])	8,52	[2]) » 1,1 » über »

Berechnung der Wellenkraft aus den durch sie verursachten Zerstörungen der Bauwerke. Wenn auch solche Berechnungen auf einer Reihe unsicherer Annahmen beruhen, die man hinsichtlich der Zugfestigkeit des Mörtels, des Reibungswiderstandes usw. machen muß, so sind sie doch zur Nachprüfung der auf theoretischem Wege ermittelten Formeln nicht ohne Wert.

Wirkungen von Ozeanwellen.

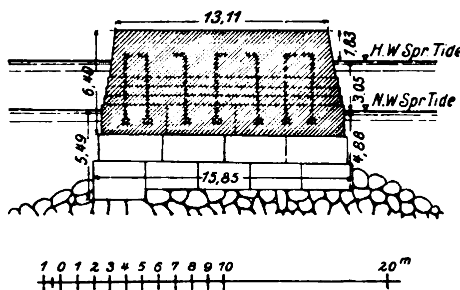
Beschädigung des Wellenbrechers in Wick (Nordostküste von Schottland), Figuren 727 und 728 [3].

In Fig. 727 sind die Wassertiefen in Faden (= 1,83 m) angegeben. *A* ist der Punkt, bis zu dem die Steinschüttung, *B* der Punkt, bis zu dem der Überbau fortbewegt wurde. Die gestrichelte Linie zeigt die durch die Stürme bewirkte Ausbreitung der



A = Punkt, bis zu dem die Steinschüttung fortbewegt wurde.
B = Punkt, bis zu dem der Überbau fortbewegt wurde.
Die -.-.— Linie zeigt die durch Stürme bewirkte Ausbreitung der Steinschüttung.

Fig. 727. Wick Bay.



Die schraffierte Fläche stellt die Masse von 1350 tons dar, die als Ganzes fortbewegt wurde.

Fig. 728. Querschnitt durch den Kopf des Wellenbrechers.

Steinschüttung an. Die in Fig. 728, Querschnitt durch den Kopf des Wellenbrechers, schraffierte Fläche stellt die Masse von 1350 tons Gewicht dar, die als Ganzes fortbewegt wurde.

Das seeseitige Ende des Wellenbrechers bestand aus drei Reihen großer Zementbetonblöcke von 80—100 tons, die in der Vertiefung einer Steinschüttung verlegt waren. Sie bildeten den Unterbau für drei Reihen großer Steine, die sorgfältig in Zementmörtel vermauert waren. Das Ganze war überbaut mit einem mächtigen einheitlichen Körper aus Zementbeton, der bei 13,7 m Breite, 3,4 m Höhe und 7,9 m Tiefe über 800 tons wog, an Ort und Stelle gestampft und durch eiserne 89 mm starke Rundeisen mit dem Unterbau verankert war. Dieser ungeheuere Block wurde bei einem schweren Dezembersturme durch den Wellenschlag auf die Innenseite des Dammes davongetragen.

Eine Untersuchung durch Taucher ergab, daß er den mit ihm verankerten Unterbau mitgerissen hatte und daß diese gewaltige nicht weniger als 1350 tons wiegende Masse als ein Ganzes fortgerissen war und als Ganzes, mit nur leichten Beschädigungen an den Kanten, seitlich vom Hafendamme lag. Eine weitere Prüfung ergab auch, daß die unterste Schicht der auf der Steinschüttung ruhenden 80 tons-Blöcke ihre Lage beibehalten hatte. Die zweite Blocklage, auf der die 1350 tons ruhten, war fortgeschlagen worden, nachdem sie von ihrer Auflast befreit worden war; einige ihrer Blöcke wurden in der Nähe des Molenkopfes vorgefunden.

Hierdurch wurde der Rest der Mole bloßgelegt, und der Sturm, der einige Tage lang nach der Zerstörung fortdauerte, riß ein Siebentel der ganzen Mauerwerkslänge fort.

Die Höhe der größten Wellen wurde auf 13 m geschätzt.

Nimmt man daher ihre Länge zu 150 m an, dann ergibt sich die entsprechende theoretische Wellengeschwindigkeit für eine Wassertiefe von 14 m nach Gleichung (105), Erster Teil, zu 11,2 m/Sek. und nach Gleichung (4) der größte Wellenstoß

$$P_{max} = 0{,}105 \cdot 11{,}2^2 = 13{,}1 \text{ t/qm}.$$

Andererseits berechnet sich, da die dem Wellenstoße ausgesetzte Blockfläche etwa 51 qm und das Gewicht des Blockes unter Berücksichtigung des Auftriebes etwa 846 t beträgt, der zum Fortschieben des Blockes erforderliche mittlere kleinste Druck

$$p = \frac{846 \cdot \mu}{51} \text{ t/qm},$$

wo μ die Reibungszahl bezeichnet.

Angesichts des Umstandes, daß der Bau schon tagelang durch die unausgesetzten Wellenstöße erschüttert und gelockert war, darf man für μ den Wert 0,6 annehmen. Somit wird

$$p = \frac{846 \cdot 0{,}6}{51} = 9{,}95 \text{ t/qm}.$$

Der Block wurde nur wagerecht verschoben, er mußte also gegen Kanten sicher gewesen sein. Nach Gleichung (2) ist

$$P = \frac{1{,}026 \cdot 13 \cdot 11{,}2^2}{2 \cdot 9{,}81} \cdot 7{,}9 = 673{,}7 \text{ t}.$$

Nimmt man als ungünstigsten Fall an, daß P in der Höhe des Hochwasserspiegels angreift, dann ist

$$\text{das Kippmoment} = 673{,}7 \cdot 4{,}6 = 3099 \text{ tm und}$$

$$\text{» Gegenmoment} = 846 \cdot \frac{14{,}8}{2} = 6260 \quad \text{»}$$

Der Block war also tatsächlich gegen Kanten sicher.

Die fortgerissenen Betonblöcke der obersten Schicht des Unterbaues hatten einen Querschnitt von 1,52 · 3,81 m und die in ihrer Lage verbliebenen der unteren Schicht einen solchen von 1,83 · 3,17 m. Die Schwerpunkte der oberen Blöcke lagen 7,17 m, die der unteren 8,84 m unter Hochwasserspiegel. Damit die oberen Blöcke fortgerissen werden konnten, mußte auf sie ein Stoß von mindestens 3 t/qm einwirken, während für die unteren Blöcke dieser höchstens 1,7 t/qm betragen durfte.

Fortbewegung von Betonblöcken und der Steinschüttung in North Beach, Flor. [1].

a) Hier wurde ein Betonblock von 7,62 · 1,83 · 3,05 m Größe und einem Gewicht von 9,8 t um mindestens 8 cm lotrecht gehoben, dann wurde er eingeklemmt und fest-

gehalten. Ein nur einige Dezimeter davon und 0,15 m über dem Hochwasserspiegel angebrachtes Dynamometer gab gleichzeitig einen Druck an von 3,25 t/qm. Die Grundfläche des Blockes betrug 5,78 qm und das Betongewicht unter Wasser 1,28 t/cbm. Die Wassertiefe betrug 1,83 m. Die Hebung des Blockes wurde offenbar verursacht durch den durch die Zwischenräume in der Steinschüttung übertragenen Wellenstoß. Der kleinste mittlere theoretische Druck auf die Grundfläche, der zum Heben des Blockes erforderlich war, ergibt sich rechnungsmäßig zu 0,98 t/qm.

b) Ein Betonblock von 0,76·0,76·1,52 m Größe und einem Gewicht von 2,04 t wurde um 3,7 m wagerecht fortbewegt und um seine lange Kante umgekippt. Der Schwerpunkt des Blockes lag 1,46 m über der Sohle und in Höhe des Hochwasserspiegels, bevor die Bewegung eintrat. Ein unmittelbar neben ihm 0,43 m über Hochwasser befindliches Dynamometer zeigte gleichzeitig einen Größtstoß von 2,61 t/qm. Der zum Kentern des Blockes erforderliche Kleinstdruck ergibt sich für den Fall, daß der Block ganz untergetaucht gewesen wäre, zu 0,98 t/qm und der zu seiner Horizontalverschiebung erforderliche bei einer Reibungszahl von 0,75 zu 0,75 t/qm.

c) Ein Betonblock von 0,67·0,67·1,58 m Größe und 1,63 t Gewicht, dessen Schwerpunkt in Höhe des Hochwasserspiegels lag, wurde seitwärts um etwa 10 cm durch etwa 1,22 m hohe Wellen verschoben. Die entsprechende größte Dynamometerablesung war 2,08 t/qm, der Mittelpunkt der Stoßplatte lag 0,37 m über dem Mittelwasserspiegel. Die dem Wellenstoße ausgesetzte Fläche des Blockes hatte eine Größe von 1,06 qm. Der kleinste zu seiner Fortbewegung im untergetauchten Zustande erforderliche Druck ermittelt sich zu 0,65 t/qm.

d) Durch auflaufende Wellen wurde bei Hochwasser und 1,4 m Wassertiefe eine Steinschüttung um 8,5 m parallel mit sich selbst strandaufwärts verschoben. Die Schüttung hatte anfänglich eine Kronenbreite von 1,5 m und seitliche Böschungen 1 : 3. Sie bestand aus Kalksteinen von 18 bis 90 kg Gewicht, das mittlere Gewicht der Steine betrug 61 kg. Die Krone der Schüttung lag ursprünglich 0,15 m und nachher 0,50 m über Hochwasser. Ein in der Nähe aufgestelltes Dynamometer, das 0,15 m über Hochwasser lag, gab gleichzeitig einen Stoß an von 3,06 t/qm.

Gaillard fügt zutreffend hinzu, daß es bei der unregelmäßigen Gestalt der Schüttung nicht möglich ist, eine auch nur angenäherte Berechnung der Kraft anzustellen, die erforderlich war, um die größten Steine zu bewegen, daß aber die durch das Dynamometer angezeigte Stoßkraft offenbar mehr denn hinreichend war, um jeden einzelnen Stein fortzubewegen.

Wellenwirkungen auf den großen Seen Nordamerikas [1].

a) Umkippen von Kistendämmen in Milwaukee. Während eines schweren Sturmes wurde ein mit Steinen gefüllter Kistendamm, der 30,5 m lang, 7,3 m breit und 6,6 m hoch war, in 9,6 m tiefem Wasser durch Wellen umgestürzt. Die Steinkiste ruhte auf einer 3,7 m hohen Steinschüttung, die nach außen unter 1 : 2, nach innen unter 1 : 1,5 geböscht, oben 12,2 m breit war und beiderseitig um 2,45 m über die Kiste herausragte. Die beobachtete größte Geschwindigkeit des Nordostwindes betrug 25 m/Sek. Das Unterwassergewicht des Kistendammes betrug etwa 39,0 t/m. Die größten Wellen sind auf etwa 3,7 m Höhe geschätzt worden. Ihre Länge darf nach den Erfahrungen auf dem Oberen See zu mindestens 70 m angenommen werden. Dann berechnet sich die Wellengeschwindigkeit nach Gleichung (105) in Verbindung mit Gl. (94), Erster Teil,

$$V_1 = k\sqrt{\frac{gL}{2\pi}} = \sqrt{0,70}\sqrt{\frac{9,81\cdot 70}{2\cdot 3,14}} = 8,8 \text{ m.}$$

Somit wird nach Gleichung (5)

$$P_{max} = 0{,}102 \cdot 8{,}8^2 = 7{,}89 \text{ t/qm}.$$

Würde der Druck in der Mitte angreifen, dann würde ein Druck von etwa 6,5 t/qm erforderlich gewesen sein, um den Kistendamm umzustürzen. Da aber sehr wahrscheinlich der Angriffspunkt des Druckes wesentlich höher lag, so war eine kleinere Kraft als 6,5 t/qm zum Umstürzen ausreichend.

Nach Gleichung (106), Erster Teil, berechnet sich die gesamte Energie der Welle zu 84,8 tm/Längeneinheit. Beim Umkanten wurde der Schwerpunkt um 1,62 m gehoben; deshalb war die zum Umkanten erforderliche gesamte Energie gleich $1{,}62 \cdot 39 = 63{,}2$ tm|Längeneinheit.

b) An der gleichen Stelle wurden zwei Kistendämme von je 15,2 m Länge, 7,3 m Breite und 8,1 m Höhe durch Sturzwellen umgestürzt. Bei einer Wassertiefe von 8,8 m ruhten die Steinkisten auf einer 2,7 m hohen Steinschüttung, die seeseitig unter 1 : 2 und hafenseitig unter 1 : 1,5 geböscht war und mit 3,0 m bez. 1,8 m breiten Bermen seitlich vorsprang.

Die beobachtete größte Wellenhöhe betrug 4,0 m. Schätzt man die zugehörige Wellenlänge auf 61 m, dann ergibt sich die Wellengeschwindigkeit

$$V_1 = \sqrt{0{,}718} \cdot \sqrt{\frac{9{,}81 \cdot 61}{2 \cdot 3{,}14}} = 1{,}25 \sqrt{0{,}718} \sqrt{61} = 7{,}0 \text{ m}.$$

Es wird daher

$$P_{max} = 0{,}102 \cdot 7^2 = 5 \text{ t/qm}.$$

Von dem zuständigen Beamten wird angegeben, daß schon bei einem Druck von 3,9 t/qm, falls dessen Mittelkraft 3,4 m unter der Krone angreifen würde, die Steinkiste hätte umstürzen müssen.

Nach Gleichung (2) würde eine größte Stoßkraft

$$P = \frac{1{,}0 \cdot 4 \cdot 7^2}{2 \cdot 9{,}81} = 9{,}99 \text{ t/m}$$

in Höhe des Wasserspiegels anzusetzen sein. Das Umsturzmoment wäre dann

$$9{,}99 \cdot 6{,}1 = 60{,}94 \text{ tm/m},$$

während nach der Berechnung des zuständigen Beamten ein solches von nur 44,51 tm/m genügt haben würde.

c) Bei einem besonders schweren Sturme wurde die hölzerne Abdeckung eines Kistendammes in Buffalo durch den Stoß des fallenden Wassers zerstört, das beim Aufstoßen auf die lotrechte seeseitige Wand des Dammkörpers bis zu einer großen Höhe emporgeschleudert war.

Die 3,66 m breite Krone war nach Fig. 729 abgedeckt, sie lag 3,66 m über dem mittleren Seespiegel. Unter der Annahme, daß die Wirkung des fallenden Wassers der einer gleichförmigen, aber plötzlich aufgebrachten Belastung entspreche, berechnet sich bei einer Bruchfestigkeit des Holzes von 4200 t/qm die Bruchbelastung zu 5,4 t/qm Kronenoberfläche. Nach der Zerstörung wurde die Abdeckung so verstärkt, daß man den lichten Abstand der Querbalken a auf 0,70 m verringerte. Da nunmehr die Bruchlast 8,4 t/qm betrug, aber keiner der Balken brach, so konnte man annehmen, daß für die in Rede stehende Örtlichkeit die zerstörende Kraft für eine wagerechte Fläche von 4,5 qm einem Druck von 5,4 bis 8,4 t/qm gleichkommt.

Der Bohlenbelag erhielt im ersten Falle eine Bruchbelastung von 12,83 t/qm auf eine Fläche von 1,83 qm und im letzten Falle eine solche von 39,53 t/qm auf eine Fläche von 0,35 qm. Allerdings scheint es nach dem Bericht, daß im letzteren Falle nur solche Bohlen brachen, die durch Astlöcher geschwächt waren.

In Buffalo sind weder Dynamometermessungen noch Messungen der Wellengrößen angestellt worden. Der Ortsbeamte schätzt die dortigen größten Sturmwellen auf höchstens 30 m Länge und 3 m Höhe. Für eine Wassertiefe von 9 m wird dann

$$V_1 = 1,25 \sqrt{0,955} \sqrt{30} = 6,69 \text{ m}.$$

Die gesamte theoretische Energie auf den Meter Wellenkamm ergibt sich zu

$$E = \frac{1,0}{9,81} \cdot 3,14 \cdot \frac{3^2}{4} \cdot 6,69^2 = 32,2 \text{ tm/m}.$$

Sie würde hinreichen, um einen Kubikmeter Wasser etwa 32 m hoch zu schleudern.

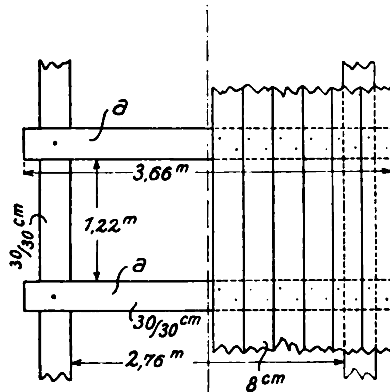


Fig. 729.

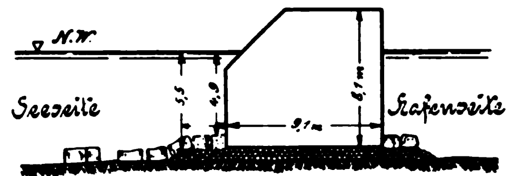


Fig. 730 b. Querschnitt A—B.

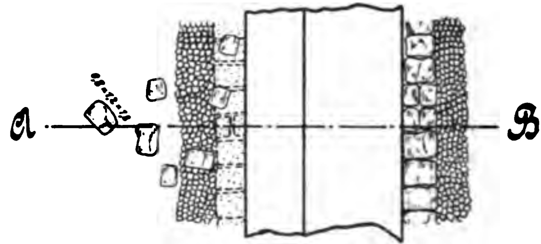


Fig. 730 a.

Fig. 730 a und 730 b. Wellenbrecher an der oberen Einfahrt zu den Portage Lake Canals, Oberer See. Bewegung der Sandsteinblöcke bei Sturm.

d) Im Hafen von Marquette (Oberer See) wurden bei einem heftigen Sturme sowohl die 10·30 cm starke hölzerne Abdeckung eines Wellenbrechers als auch die 30·30 cm starken sie tragenden Balken durch das auf die Abdeckung niederfallende Wasser an verschiedenen Stellen durchgebrochen. Die Balken lagen in einem Abstand, von Mitte zu Mitte gemessen, von 2,74 m und ruhten auf 30·30 cm starken Hölzern, die selbst in dem gleichen Abstande lagen. Bei der gleichen Annahme wie in dem vorigen Beispiele ergibt sich als kleinste Bruchlast auf den Quadratmeter für die Balken 4,85 t und für die Bohlen 4,86 t. An einem Orte, der 4 km von dem Wellenbrecher entfernt lag, wurde gleichzeitig ein größter Wellenstoß von 10,1 t/qm gemessen.

e) Beschädigung des westlichen Wellenbrechers an der oberen Einfahrt des Portage-Kanals (Oberer See), Figuren 730a und b. Bei einem ungewöhnlich schweren Sturme wurden daselbst Schutzbohlen aus Fichtenholz, 0,15·0,30·4,88 m groß, welche die lotrechte seeseitige Wand des Wellenbrechers bedeckten, aus den Balken herausgerissen, auf denen sie aufgenagelt waren. Der Schutzbohlenbelag erstreckte sich von 1,30 m unter und bis 2,06 m über den Seespiegel.

Ein etwa 1 m von dieser Stelle in einer Höhe von 2,3 m über dem Seespiegel angebrachtes Dynamometer ergab eine größte Ablesung von 12,32 t/qm. Die Wassertiefe betrug 9 m, die Windgeschwindigkeit etwa 21 m/Sek. und die Höhe der Kämme der höchsten Wellen über dem ruhigen Wasserspiegel 3,6 m.

Die Schutzbohlen wurden in der oberen Hälfte auf eine Länge von 2,44 m herausgerissen und in der Mitte durch den von innen nach außen wirkenden Rückstoß des Wassers durchgebrochen. Faßt man die Bohle auf als einen an einem Ende eingespannten Träger von 2,30 m Länge, auf den plötzlich eine gleichförmig verteilte Last aufgebracht wird, dann ergibt sich die Bruchlast gleich 3,12 t/qm.

Der oberste Abschlußbalken der Innenwand des Kistendammes war ein 30 · 30 cm starker Fichtenbalken von 5,5 m Länge, der durch sechs je 0,90 m lange Rundeisenbolzen mit den unter ihm liegenden Balken verbunden war. Er lag bündig mit der Abdeckung, die aus 15 · 30 cm starken Bohlen bestand, welche mit Zwischenfugen von 3,3 cm rechtwinklig zur Längenachse des Wellenbrechers verlegt waren. Die Enden dieser wagerechten Bohlenabdeckung waren von der seeseitigen Kante um 3—8 mm entfernt. Unmittelbarer Wellenstoß gegen die Seeseite des obersten Abschlußbalkens konnte daher nur durch die 3,3 cm weiten Zwischenfugen der Abdeckung hindurch auftreten.

Bei dem Sturme wurden alle obersten Abschlußbalken der Innenwand auf einer Strecke von über 300 m über die untere Innenkante gedreht, wobei sie die eisernen Verbindungsbolzen bogen und teilweise herauszogen, so daß einige dieser Balken um 90°, die meisten aber nur um einige Grade gekantet wurden. Keine Balken wurden zersplittert, auch wurden keine gänzlich gelockert.

Unter der Annahme, daß zum Herausziehen der Bolzen aus den 30 · 30 cm starken Balken eine Kraft von etwa 2,8 t erforderlich ist, und daß die Kraft zur Biegung eines Bolzens, wenn sie plötzlich ausgeübt wird, etwa 0,15 t beträgt, berechnet Gaillard die entsprechende Wellenstoßkraft auf 10,58 t/qm.

Während dieses Sturmes zeigte ein Dynamometer auf dem Kopfe des Wellenbrechers, 5,5 m von dem gekanteten Balken entfernt und in einer 0,4 m größeren Höhenlage als dieser, einen größten Druck von 12,32 t/qm an.

Nach der Fertigstellung der Steinkisten wurden parallelopipedische Sandsteinblöcke, 0,8 · 1,2 · 1,8 m groß und von einem Raumgewicht von etwa 2,26 t/cbm, verschoben und teilweise bis zu 9 m seewärts fortbewegt. Die Wassertiefe betrug 6 m. Da die Bewegung dieser Steine derjenigen der Wellen entgegengesetzt war, so war sie zweifellos entweder verursacht worden durch die zurückgeworfenen Wellen oder durch den Rückstrom des durch die Wellen emporgeschleuderten Wassers. Der zur Bewegung dieser Steine erforderliche kleinste Druck ermittelt sich bei einer Reibungszahl 0,75 zu 1,73 t/qm. Die nachherigen, bei Stürmen gleicher Stärke vorgenommenen Dynamometer-Ablesungen in 2,3 m Höhe über dem Wasserspiegel schwankten zwischen 8,78 und 10,74 t/qm.

f) Beschädigung der Galliera-Mole (Hafen von Genua) [4], Figuren 731 und 732. Nach der Zerstörung der äußeren Betonblock-Abdeckung wurde bei einem schweren Südoststurme die Brustmauer daselbst fortgeschlagen. In der angegebenen Quelle wird der Widerstand gegen Kippen wie folgt berechnet.

Betrachtet man die Mauer als einen unten eingespannten Balken und nimmt man als Zugfestigkeit des Mörtels 35 t/qm und als Raumgewicht des Mauerwerkes 2,3 t/cbm an, dann ist das Widerstandsmoment im Einspannungsquerschnitt

$$M_w = 35 \cdot \frac{3{,}7^2}{2} + \left(5{,}6 \cdot \frac{3{,}7^2}{2} + 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 3{,}15\right) \cdot 2{,}3 = 335{,}45 \text{ tm},$$

und das Kippmoment

$$M_A = P \cdot \frac{6{,}6^2}{2} = 21{,}78 \cdot P.$$

Somit wird

$$P = \frac{335{,}45}{21{,}78} = 15{,}04 \text{ t/qm}.$$

Die größte Wellenhöhe wird zu 7 m angegeben. Die Wassertiefe beträgt etwa 25 m.

Die zugehörige Wellenlänge darf gleich 100 m angenommen werden. Somit ergibt sich die Wellengeschwindigkeit

$$V_1 = 1{,}25 \sqrt{0{,}918} \sqrt{100} = 12{,}0 \text{ m}$$

und

$$P_{max} = 0{,}105 \cdot 12{,}0^2 = 15{,}12 \text{ t/qm}.$$

Die Mauer mußte also tatsächlich kippen, um so mehr, als anzunehmen ist, daß der Zusammenhang des Mörtels mit den Steinen durch den fortwährenden Wellenschlag aufgehoben und die Wirkung des Eigengewichtes durch den Auftrieb verringert wurde. —

Gaillard weist darauf hin, daß der kleinste berechnete mittlere Druck von 10,58 t/qm, der zum Kanten des oberen Abschlußbalkens des Wellenbrechers an der Einfahrt des Portage-Kanals erforderlich war, nur wenig größer ist als der von 9,95 t/qm, welcher die ungeheuere Betonmasse in Wick bewegte, daß aber im ersteren Falle die dem Drucke ausgesetzte Fläche bei 0,3 m Höhe nur 1,67 qm, im letzteren Falle jedoch bei 6,4 m Höhe 51,0 qm betrug. —

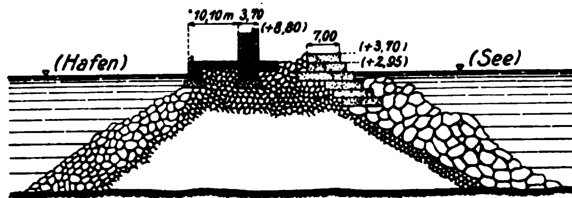


Fig. 731.

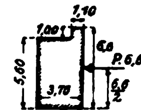


Fig. 732.

Wenn eine Seichtwasserwelle eine hohe lotrechte Wand trifft, dann wird wenigstens ein Teil ihrer Energie dazu aufgewendet, eine gewisse Wassermasse emporzuwerfen. Die senkrecht zur Wandfläche gemessene Dicke dieser Wassermasse ist gewöhnlich nicht groß und ihr Rauminhalt erheblich kleiner als der der Welle. Es wird daher ein Teil der Wellenenergie auf eine Wassermenge zusammengedrängt, die kleiner ist als die der Welle, so daß auf kleine Flächen große Wirkungen ausgeübt werden können. Unter sonst gleichen Bedingungen wird die emporgeworfene Wassermasse um so größer sein, je kleiner die von ihr erreichte Höhe ist. Ist letztere erheblich, dann hört die Stetigkeit der Wassermasse auf: das fallende Wasser wird mit Luft gemischt. Seine auf das Bauwerk niederfallende Masse wird daher in der Regel einen kleineren Stoß auf die Flächeneinheit ausüben als der durch die Stoßformel

$$P = \zeta \gamma \frac{v^2}{2g}$$

ausgedrückte: es sei denn, daß die Schleuderhöhe nicht sehr groß und daß die fallende Masse von nicht mit Luft gemischtem Wasser groß genug ist, um die ganze Fläche zu bedecken.

Unter diesen Voraussetzungen und für $\zeta = 1{,}0$ müßte beispielsweise, um die Balken des Kistendammes in Buffalo zu zerbrechen, eine geschlossene Wassermasse von

mindestens 4,65 qm Querschnitt aus einer Höhe von 5,61 m herabfallen, während zum Zerbrechen des Bohlenbelages daselbst eine geschlossene Wassermasse von nicht weniger als 7,53 qm Querschnitt aus einer Höhe von 12,9 m herabfallen müßte.

Um die Balken des Wellenbrechers in Marquette zu zerbrechen, hätte der Querschnitt der geschlossenen Wassermasse nicht weniger als 6,70 qm bei einer Fallhöhe von 4,88 m sein müssen, während zum Zerbrechen der Bohlenabdeckung die entsprechenden Größen 0,84 qm und 4,88 m hätten betragen müssen.

Angesichts des Umstandes, daß in Buffalo bei dem betreffenden Sturme Spritzer von 23 bis 38 m Höhe beobachtet worden sind, erscheinen die soeben abgeleiteten Werte für die erforderlichen kleinsten Fallhöhen durchaus einleuchtend.

Daß innerhalb gewisser Grenzen die von dem fallenden Wasser ausgeübte Stoßkraft mit der Abnahme der getroffenen Fläche zunimmt, wird gleichfalls durch die Vorgänge in Buffalo bestätigt, wo an keiner Stelle ein Stoß von 8,4 t/qm auf eine Fläche von 4,65 qm ausgeübt worden war, während in zahlreichen Fällen ein Stoß von mehr als 12,8 t/qm auf eine Fläche von 0,56 qm aufgetreten ist.

Das ist darin begründet, daß bei größerem Querschnitt die fallende Wassermasse aufgelöst wird und nur bei kleinen Querschnitten als geschlossen angesehen werden kann. Deshalb sollte auch die einzelne Abdeckungsbohle stets verhältnismäßig stärker sein als die sie tragenden Balken.

Gaillard fügt mit Recht diesen Ausführungen hinzu, daß der Vergleich der beobachteten Wellenwirkungen mit den Ergebnissen der Theorie und der Dynamometer-Ablesungen insofern als befriedigend angesehen werden könne, als nicht in einem einzigen Falle ein Widerspruch zwischen Theorie und Erfahrung sich gezeigt hat.

Wellenwirkung in der Tiefe.

Wenn auch die Abnahme der Wellenenergie vom Wasserspiegel nach der Sohle zu theoretisch berechnet werden kann, so ist es doch von großer Bedeutung, die wirkliche Wellenwirkung in verschiedenen Tiefen an beobachteten Beispielen kennen zu lernen, die widerum den Werken von Stevenson und Gaillard entnommen werden.

I. Ozeanwellen. a) Wellenbrecher in Wick (Figuren 727 und 728). Wie bereits erwähnt, wurde bei dem schweren Dezembersturme die zweitunterste Reihe der Betonblöcke durch die See hinweggefegt, nachdem der darüber liegende Dammkörper fortgeschoben worden war. Diese Blöcke wogen 80 bis 100 tons und boten der See Angriffsflächen von etwa 10 qm dar. Ihre Oberflächen lagen 1,52 m, ihre Unterflächen 3,04 m unter Niedrigwasser. Die Flutgröße bei Springtiden beträgt 3 m und die Wassertiefe bei Spring Niedrigwasser etwa 9 m. Die darunter liegende Blockreihe behielt ihre Lage bei.

b) Am Wellenbrecher in Peterhead (Schottland, Nordsee), wo gelegentlich 9 m hohe und 150 bis 180 m lange Wellen auftreten, wurden Betonblöcke von je 40 t Gewicht in Tiefen von 5 bis 11 m unter Niedrigwasser verschoben: das Spritzwasser erreichte Höhen von 37 m.

c) In Coos Bay, Oregon (Stiller Ozean), ist das seeseitige Ende eines Wellenbrechers auf 180 bis 200 m Länge zweimal bis 6 m über Niedrigwasser aus Sandsteinblöcken von 2 bis 10 t Gewicht aufgebaut worden. Der obere 9 m hohe Teil wurde von den Sturmwellen fortgefegt.

d) Die flachen Kiesel der Chesil Bank (Englische Kanalküste) wurden, wie durch Taucher festgestellt wurde, in einer Tiefe von 14,6 m bewegt. Es wird ferner berichtet, daß 2 m hohe Wellen durch Aufwühlen des Grundes ihre Farbe änderten, sobald sie in Tiefen von 13 bis 15 m kamen.

e) Am Bell Rock-Leuchtturme sind 0,85 cbm große und über 2 t schwere Steine bei Stürmen aus dem tiefen Wasser auf die unter Wasser liegenden Felsenbänke geworfen worden.

f) In Madras (Westküste von Vorder-Indien) wurden bei einem heftigen Sturme Betonblöcke auf den Strand geworfen, die von einem etwa 2 km von der Küste gescheiterten Schiffe herrührten.

g) In Sunderland (Englische Ostküste) erwies es sich wegen einer starken Sohlenströmung als unmöglich, in einer Taucherglocke in 6 m Wassertiefe zu arbeiten, obgleich an der Oberfläche nur eine schwache Dünung herrschte.

Daselbst wurde auch bei schweren Stürmen der in einem Abstande von 13 bis 18 km von der Küste und in einer Wassertiefe von mindestens 18 m über Bord geworfene Ballast aus kleinen Steinen durch die Wellenwirkung auf den Strand geworfen.

h) Vor den Nantucket-Bänken (Ostküste von Nordamerika) wurde nach Berichten von Lotsen und Kapitänen durch eine brechende See Sand auf das Schiffsdeck geworfen, obgleich dort die Wassertiefe 23 bis 28 m beträgt.

II. Wellen auf den großen Seen Nordamerikas. a) Im Schutzhafen von Milwaukee (Michigan-See) hat man beobachtet, daß Steine des geschütteten Hafendammes von 500 kg Gewicht noch in 4 m Wassertiefe und solche von 120 kg Gewicht noch in einer Tiefe von 6 m bei einer gesamten Wassertiefe von 9 bis 11 m bewegt wurden.

b) In Marquette (Oberer See) wurde bei einem Sturme ein Basaltstein von 270 kg Gewicht aus 1,5 m tiefem Wasser durch eine Welle auf die 0,3 m über Wasser liegende Krone des unvollendeten Teiles des senkrecht sich erhebenden Hafendammes geworfen.

Ebendort wurden bei dem gleichen Sturme verschiedene, 52 bis 76 kg schwere Säcke mit Beton, die auf der Sohle in 1,5 m tiefem Wasser lagen, längs des Kistendammes durch die Wellen auf die Beton-Berme geworfen, wo sie in einer Höhe von 1,7 m über Wasser liegen blieben.

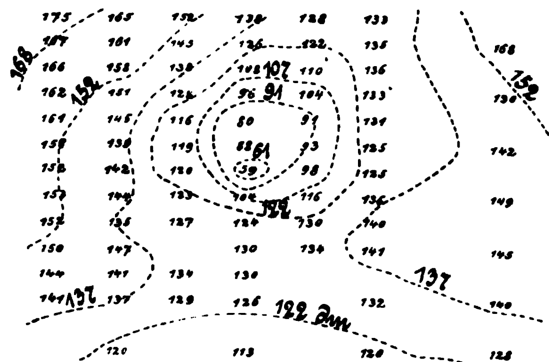
Endlich wurden daselbst viele unregelmäßig geformte und 34 bis 45 kg schwere Basaltsteine aus einer Wassertiefe von 1 bis 1,5 m über die 3 m über Wasser liegende Krone des Betondammes hinweggeschleudert.

c) In Grand Marais (südliches Ufer des Oberen Sees) besitzt der westliche Hafendamm eine 15 m breite und 0,5 m hohe Sinkstückgrundlage, die mit einer 0,9 m starken Steinschüttung bedeckt ist. Darauf sind Steinkisten versenkt, die bei rechteckigem Querschnitt 7,3 m breit und 5,03 m hoch sind. Die Wassertiefe beträgt in der Nähe des Dammkopfes 4,60 m. An der Seeseite des Kistendammes war aus 1 bis 1,5 t schweren Sandsteinen eine unter 1 : 2 geböschte und bis 1,1 m unter den Wasserspiegel hinaufreichende Schüttung ausgeführt. Eine vier Jahre nach Fertigstellung des Baues vorgenommene Prüfung ergab, daß diese ganze Schüttung in der Nähe des Dammkopfes fortgewaschen war und daß viele Steine bis zu 12 m fortgetragen waren.

Die schwersten Sturmwellen laufen parallel zum Damm. Es ist außer Zweifel, daß das Fortwaschen durch diese brechenden Wellen bewirkt worden ist.

d) Im **Hafen von Duluth**, Fig. 153, wurde auf die gleiche Weise eine Schutzschüttung aus 1,6 t schweren Sandsteinen, die bis 2,4 m unter dem Wasserspiegel hinaufreichte, um 0,6 bis 1,8 m abgetragen.

e) Bei **Duluth** wurde im **Oberen See**, Figuren 733 und 734, etwa 1,8 km südöstlich von der Hafeneinfahrt Baggerboden gelöscht, der zu etwa gleichen Teilen aus Sand mittlerer Feinheit und gewöhnlichem Flußschlamm bestand. **Die Wassertiefe betrug etwa** 14 m. Der Peilungsplan der Fig. 733, der nach Beendigung des Löschens aufgenommen wurde, zeigt eine Mindesttiefe von 59 dm. Die ein Jahr später bewirkte Peilung, Fig. 734, zeigt eine Vermehrung der Mindesttiefe auf 116 dm und lehrt, daß während des einen Jahres eine Bodenmasse von über 76 500 cbm seewärts fortgeführt worden war.



a. Aufnahme vom Februar 1901

Fig. 733.



b. Aufnahme vom Februar und April 1902

Fig. 734.

Gaillard ist der Meinung, daß das nur den Wellen zuzuschreiben sei, die in folgender Weise wirkten. Bei Stürmen wühlten die Wellen die oberen Lagen auf, wie das deutlich aus der Färbung des Wassers hervorgehe. Das aufgewühlte Material wurde nunmehr durch die Sohlenströmung davongetragen, die im Abstande von 1,2 km von der Küste und in 14 m Wassertiefe erst dann den Baggerboden angreifen könne, nachdem dieser durch die Wirkung der Wellen gelockert worden sei.

f) In **Grand Marais** und in **Duluth** wird bei schweren Stürmen durch die Wellen Sand auf die Kronen der Hafendämme geworfen aus Wassertiefen von 4,6 und 7,6 m.

g) Das gleiche zeigt sich an der oberen Einfahrt des **Portage Canals** und in **Marquette** bei Wassertiefen von 9 und 11 m.

In allen diesen Fällen erstreckt sich also eine ausgesprochene Wellenwirkung bis zum Grunde hinunter.

h) Bei der Verlegung von Wasserleitungsrohren für **Milwaukee** wurden durch Taucher darüber Beobachtungen angestellt, bis zu welcher Tiefe die Wellenwirkung reichte und gefunden, daß **in 17 m Tiefe noch gewöhnlicher Sand bewegt wurde, während bei 18 m Tiefe eine Bewegung nicht mehr wahrgenommen wurde.**

i) In den folgenden Häfen tritt der Wechsel vom Schlammboden, wie er sich in tieferem Wasser vorfindet, zum Sandboden bei der Annäherung an das Ufer in folgenden Tiefen ein:

In Duluth	bei 17	bis	18 m	Tiefe
» Chicago	» 12	»	14 m	»
» Milwaukee	» 12	»	14 m	»
» Cleveland	» 10	»	12 m	»

Diese Tiefen dürfen daher an den genannten Plätzen als die Grenzen angesehen werden, wo eine merkliche Wellenwirkung auf die Sohle aufhört.

k) In der Wellenlehre der Gebr. Weber wird mitgeteilt, daß nach Berichten von Tauchern in einer Meerestiefe von 27,5 m keine durch Wellen veranlaßte Bewegung verspürt wurde, ja, daß nach der Behauptung erfahrener Seeleute die Bewegung des Meeres in 7,5 m Tiefe nur sehr gering sei und daß die ostindischen Perlenfischer kein Bedenken trügen zu tauchen, wenn ein Segelschiff kaum auszulaufen wage. Doch finge bei langandauernden und schweren Stürmen das Meer an, am Grunde unruhig und trübe zu werden. Ein Taucher fand das Meer bis auf den Grund klar. In der folgenden Nacht erhob sich ein heftiger Sturm. Da er jedoch bis zum anderen Morgen nachgelassen hatte, so ließ sich der Taucher von neuem auf den Meeresgrund nieder, um seine Untersuchungen fortzusetzen. Allein in 14,5 m Wassertiefe war es in der Glocke so finster, daß man nichts sehen konnte, weil die Bewegung des Wassers den Schlamm der Sohle aufgewühlt hatte.

l) P. de Mey [5] teilt mit, daß an der flandrischen Küste die größten Wellen bei Nordwest- bis Nordnordwest-Winden 3 bis 4 m Höhe erreichen. Aus dem Studium der ungefähr 75 Jahre alten Seekarten hat er die Überzeugung gewonnen, daß auf den dieser Küste vorgelagerten Bänken die Sturmwellen nicht imstande sind, in Tiefen von mehr als 8 bis 10 m erhebliche Einwirkungen auf den Sand der Bänke auszuüben, daß es aber außer Zweifel sei, daß sie den Schlick und schlickigen Sand in beträchtlicheren Tiefen aufwühlten. —

Die Wasserteilchen einer Seichtwasserwelle beschreiben an der Sohle gerade Linien, welche sie zweimal während der Wellenperiode durchlaufen. Hierbei wird die Geschwindigkeit zweimal gleich Null, wenn die mittleren Höhen der vorderen und hinteren Wellenabhänge vorübergehen, und erreicht zweimal einen Größtwert, wenn der Wellenscheitel und das Wellental vorübergehen, d. h. durch die im Halbierungspunkt der Geraden errichtete Lotrechte hindurchgehen. Der Ingenieur Cornaglia [6] hat nun versucht, die Wirkungen analytisch festzustellen, welche auf ansteigendem Grunde durch die Wellenbewegung hervorgerufen werden. Seine Schlußfolgerungen sind kurz die folgenden.

Es bildet sich längs des Grundes eine Strömung, die wechselweise mit der Welle und gegen sie läuft. Die erstere, die »direkte Grundströmung«, entspricht im allgemeinen dem Wellenberge, die letztere, die »entgegengesetzte Grundströmung«, dem Wellental. Wenn der Grund ansteigt, nimmt die direkte Grundströmung zu; sie nimmt ab bei abfallendem Grunde. Das Gegenteil findet bei der entgegengesetzten Grundströmung statt. Das ist darin begründet, daß bei ansteigendem Grunde die Bewegungsgröße der tiefen Schichten auf allmählich abnehmende Massen übertragen wird. Sie kann daher schließlich zu ziemlich großen und jedenfalls zu erheblich größeren Sohlengeschwindigkeiten Veranlassung geben als diejenigen sind, welche bei gleichen oberflächlichen Schwingungen bei gleichförmiger Tiefe entstehen würden. Die zu-

nehmende Grundströmung sucht mehr und mehr das Übergewicht über die abnehmende Strömung zu gewinnen, nach Maßgabe des Fortschreitens im Sinne der Wellenbewegung. Dieses Bestreben zeigt sich sowohl bei steigendem als auch bei fallendem Grunde, in ersterem Falle aber mehr als in letzterem. In der Nähe des Ufers überwiegt die direkte Strömung.

Die zur Sohle parallele Seitenkraft des Eigengewichtes von auf dem Grunde liegenden Körpern kann das Übergewicht der einen Strömung auf die andere aufheben und sogar seinem Sinne nach umkehren.

Die Strömungen wirken auf die auf der Sohle liegenden Körper oder Sinkstoffe wie Widderstöße ein. Der von den Sinkstoffen zurückgelegte Weg ist sägeförmig.

Die Stellen, an denen, aus irgend einer Ursache, die zu- und abnehmenden Grundströmungen einander das Gleichgewicht halten, bilden auf der Sohle eine »neutrale Linie«. Die neutrale Linie hat verschiedene Lagen, je nach der Schwingungsgröße und Richtung der Wellen, nach der Lage der Küste, der Oberflächenform der Sohle und je nach den Sinkstoffen, aus denen die letztere besteht.

Unter der Wirkung der Wellen können die Sinkstoffe auf und entlang der neutralen Linie wandern. Uferwärts von der neutralen Linie werden die Sinkstoffe auf den Strand geworfen, seewärts von ihr werden sie bis zu den großen Tiefen hinabgezogen.

Wenn auch bis jetzt die Richtigkeit der von Cornaglia aufgestellten Theorie durch unmittelbare Beobachtungen noch nicht hat geprüft werden können, so ist doch zuzugeben, daß viele der vorhin angeführten Beispiele von der Tiefwirkung der Sturmwellen mit den Cornagliaschen Grundsätzen gut vereinbar sind.

Einwirkung der Wellen auf die Küstenbildung.

An einer den Wellenangriffen ausgesetzten Küste arbeiten die Sturmwellen auf die Ausbildung einer gleichmäßig verlaufenden Strandlinie hin. Die Sinkstoffe des Meeresbodens werden durch die Wellen in kleinen Tiefen aufgewühlt. Wenn nunmehr die Wellen die Küste unter einem spitzen Winkel treffen und durch Brechen zu Übertragungswellen werden, dann wird eine Küstenströmung erzeugt, die Schlamm, Sand und Kies die Küste entlang führt. Während vorspringende Ufer dabei in Abbruch geraten, verlanden rückspringende Buchten, in die bei A, Fig. 735, die mit Sinkstoffen beladene Strömung einläuft. Auf dem flachen Strande bei B entsteht durch die schief aufbrandenden Brecher eine Zickzackbewegung, bei der die Sinkstoffe in der Richtung 1 auf den Strand geworfen und in der Richtung 2 von diesem wieder seewärts geführt werden. Dort, wo dieser Rückstrom oder Sog auf eine direkte Welle trifft, werden durch die alsdann erfolgende Geschwindigkeitsvernichtung die von beiden mitgeführten Sinkstoffe niedergeschlagen: es bildet sich eine Barre b, Fig. 736.

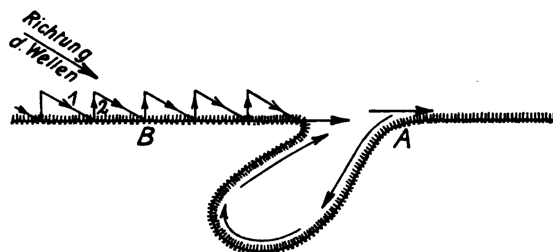


Fig. 735.

Endlich erfahren alle auf ansteigendem Grunde schief auflaufenden Wellen, falls die Linien gleicher Wassertiefen der Küstenlinie parallel sind, eine Richtungsänderung nach Fig. 737, da die Punkte A, A_1, A_2 sich gleichzeitig in seichterem Wasser bewegen

als die Punkte B, B_1, B_2. Die Welle erreicht die Küstenpunkte 1, 2, 3 nacheinander. Aus dem gleichen Grunde werden bei Inseln, Figuren 738 und 739, auch die leewärts gelegenen Küsten von auflandigen Wellen getroffen.

Wenn eine Flußmündung oder eine andere ausgehende Strömung angetroffen wird, dann treffen die von den Wellen und von der durch diese erzeugten Küstenströmung längs des Strandes mitgeführten Sinkstoffe jene ausgehende Strömung. Die Sinkstoffe werden dann seewärts abgelenkt und wegen der durch den Zusammenprall beider Strömungen hervorgerufenen Geschwindigkeitsverminderung abgelagert und geben zur Bildung einer Barre in der Außenmündung Veranlassung. Auf solchen Barren besteht ein fortwährender Kampf zwischen den Wellen, welche die Sinkstoffe uferwärts tragen wollen und der ausgehenden Strömung, die sie seewärts führen will. Die Bedingungen, unter denen sich solche Barren bilden, sind die folgenden:

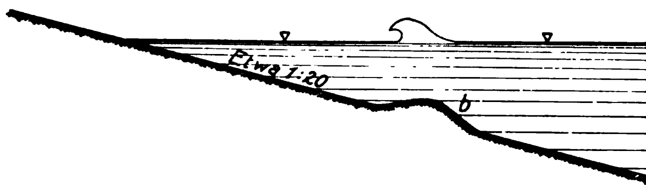


Fig. 736.

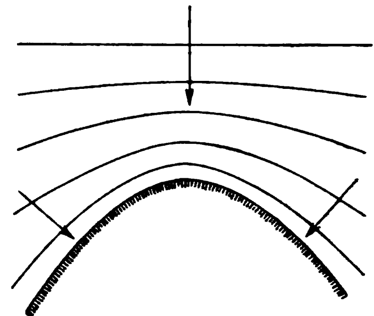


Fig. 738.

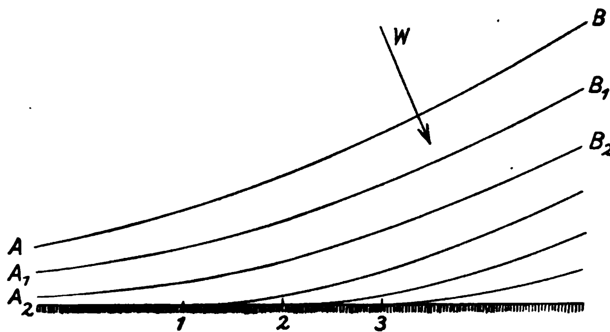


Fig. 737.

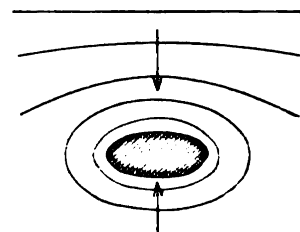


Fig. 739.

1. Das Vorhandensein von Sand oder Schlick oder von ähnlichen, leicht beweglichen Sinkstoffen.

2. Wasser von solcher beschränkter Tiefe, daß Sturmwellen den Grund aufwühlen können.

3. Eine solche Küstenlage, daß Wellen von solcher Höhe erzeugt werden können, daß sie den Grund aufzuwühlen vermögen.

Die äußeren Umstände, unter denen sich eine sandige Küste oder eine durch Wellen erzeugte Barre gebildet haben, stellen in ihrem Zusammenwirken eine Gleichgewichtsbedingung dar zwischen den verschiedenen einander entgegenarbeitenden Kräften. Diese Bedingung ist gewöhnlich so empfindlicher Natur, daß sie durch äußere Eingriffe leicht gestört werden kann. Wenn z. B. eine Buhne oder eine Mole an einer solchen Küste erbaut wird, so ist die gewöhnliche Folge eine Verlandung an der einen und eine Vertiefung an der anderen Seite, weil die der Küste entlang wandernden Sink-

stoffe an der einen Seite des Querbaues zurückgehalten werden, während auf der anderen Seite die Wellen die Sinkstoffe wohl davontragen aber keine neuen als Ersatz zuführen.

Die Entfernung, auf welche die Sinkstoffe durch die Wellenwirkung längs der Küste bewegt werden, ist oft eine außerordentlich große. So erwähnt Gaillard, daß auf dem Strande längs der Ostküste von Florida bis zum äußersten Südende der Halbinsel kieselhaltiger Sand vorkommt, obgleich dort innerhalb einer Strecke von fast 2000 km Länge kein Gestein ansteht, von dem dieser Sand gebildet sein könnte.

An außergewöhnlich flachen sandigen Küsten nimmt das mit dem Rückstrom seewärts fließende Wasser eine Richtung parallel zum Strande an und zwar uferwärts von der Linie der Außenbrecher, wobei es eine mehr oder minder breite und flache Rinne auswäscht, die aber bei wieder eintretendem ruhigen Wetter allmählich wieder versandet.

Im übrigen greift der Wellenschlag jedes Ufer an, auch die aus harten Felsen bestehenden, am meisten aber die tonigen Steilufer. Vor beiden bildet sich der Strand aus, d. h. ein niedriges Vorufer, dessen Bestandteile durch die auf- und rücklaufenden Wellen nach Fig. 740 so gesondert werden, daß die gröbsten und schwersten Sinkstoffe stets den höchstgelegenen Strandstreifen bedecken, die feinsten und leichtesten aber am weitesten unten liegen. Das ist darin begründet, daß die auflaufenden Brandungswellen alle Bestandteile der Sohle zugleich aufwühlen und sie zusammen mit großer Heftigkeit bis zu einer gewissen Höhe auf den Strand werfen, auf dem sie sich während der sehr kurzen Zeit niederschlagen, in der das hinaufgeworfene Wasser noch nicht beginnt wieder zurückzuströmen. Aber der Rückstrom reißt die kleinsten und leichtesten Sinkstoffe am weitesten seewärts mit sich fort.

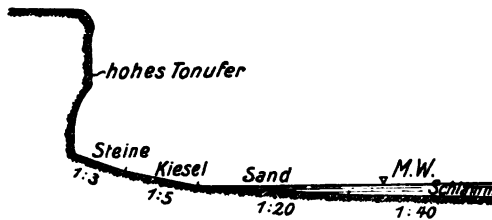


Fig. 740.

Die Wellen wirken auf einen flachen sandigen Strand an Küsten, vor denen Ebbe- und Flutbewegung stattfindet, bei steigender Flut anders ein als bei fallender Ebbe [7]. Während der Flut setzt der Stoß des in der Brandung vom Kamm der Welle auf die Strandfläche herabfallenden Wassers eine Sandschicht, deren Dicke von der Wellengröße abhängt, in Bewegung. Wasser und Sand, miteinander vermengt, breiten sich uferwärts von der Brandung in einer dünnen Schicht aus. Der Rückstrom nimmt die feinsten Sandkörner mit sich abwärts, während die gröberen liegen bleiben, bis die steigende Brandung auch sie erreicht und weiter aufwärts führt. Der zurückbleibende Aufwurf der gröbsten Körner bezeichnet den höchsten von dieser Flut erreichten Saum. Während der Ebbe sind zwar die Wirkungen der Brandung die gleichen wie bei der Flut, nur gehen sie in umgekehrter Reihenfolge vor sich. Daher das Endergebnis, daß die vereinigten Flut- und Ebbewirkungen an der Höhe des Strandes nichts ändern. Nur der erwähnte Wellenaufwurf der vorhergegangenen Flut am obersten Saume macht davon eine Ausnahme: er bleibt liegen, bis entweder eine spätere Flut ihn noch höher hinaufführt oder er aber nach seiner Austrocknung ein Spiel der Winde wird, die den Sand zur Dünenbildung lediglich solchen Wellenaufwürfen entnehmen.

2. Wirkung der Küstenströmung.

Diese auf Anreicherung der Strandflächen hinarbeitenden Wellenwirkungen werden zuweilen durch andere im entgegengesetzten Sinne wirksamen Kräfte aufgehoben oder gar überwogen. Das tritt ein, wenn entweder eine tiefe Strömung sich dem Strande nähert und ihn unmittelbar angreift, oder wenn der herrschende Wind ablandig ist, oder endlich dann, wenn zwischen dem Strande und der eigentlichen Küste ausgedehnte Wattflächen liegen, über welche die Flut sich ausbreitet und von denen das Flutwasser bei Ebbe wieder seewärts abläuft. Im ersteren Falle findet vor dem Fuße des Strandabhanges ein sogenannter Grundabbruch statt: dem Zurückweichen der Strandlinie muß dann durch künstliche Verteidigungswerke begegnet werden, trotzdem alle sonstigen Umstände der Anlandung durch Wellenwirkung und der Dünenbildung durch Windwirkung günstig sein können. Im zweiten und dritten Falle kann sich ein Gleichgewichtszustand zwischen Wirkung und Gegenwirkung ausbilden.

Die vorerwähnten Wattflächen oder Watte bilden sich unter der Einwirkung der Wellen und der Ebbe- und Flutströmung entweder in solchen geschützten Buchten, vor denen seewärts in geringer Wassertiefe große Flächen fruchtbaren Schwemmlandes liegen, die durch das Meer in früheren Zeiten vom Festlande losgerissen sind, oder auch seewärts der Mündungen großer Ströme, die unaufhörlich Schlickmassen in die See werfen, welche sich hier zu zusammenhängenden und verhältnismäßig rasch sich erhöhenden Wattflächen ablagern. Sobald diese weichen Tonablagerungen sich bis über Niedrigwasser erhöht haben, beginnt die Wirkung des Pflanzenwuchses, der den weiteren Niederschlag der schwebenden Schlickteilchen befördert. Hat so der Boden eine etwas größere Höhe als die der gewöhnlichen Flut erreicht, dann wächst er nur unmerklich weiter und ist dann als sogenannter Groden »deichreif«, d. h. zur Eindeichung geeignet. Dieses deichreife, über gewöhnliche Fluthöhe sich erhebende Land begrünt sich alsbald und wird daher auch wohl »grünes Land« oder Maifeld (= Mähefeld) genannt, weil es abgemäht werden kann. Das Watt wird bei Niedrigwasser (= gewöhnliche Ebbe) vom »Stromufer«, das sich anschließende Maifeld bei Hochwasser (= gewöhnliche Flut) vom »grünen Ufer« begrenzt. Das bei jeder Flut unter Wasser tretende Watt liegt also zwischen diesen beiden Ufern.

Werden die bis über gewöhnliche Flut herangewachsenen Flächen gegen die Hochfluten der See durch Deiche geschützt, dann heißen sie Polder. Die aus den Anschwemmungen der Flüsse und der See entstandenen flachen Niederungen, die Marschen, werden landwärts von hohem, sandigem und steinigem Land, der Geest, begrenzt. Die Geest ist daher als früheres Meeresufer anzusehen. Die Marschen sind mit sehr fruchtbarem tonigem Boden, Klei genannt, bedeckt.

Häufig liegen dort, wo der Geestrand weit zurückspringt, zwischen der Marsch und der Geest Moorflächen, die sogenannten Randmoore.

3. Wirkung der Winde.

Dünen sind vom Winde herbeigeführte Sandanhäufungen. Ihre Bildung geht bei Seewinden oder auflandigen Winden vor sich, welche die trockenen Sandkörner landeinwärts treiben. Treffen die letzteren bei diesem Fluge auf irgendwelche Hindernisse, dann bleiben sie liegen und sammeln sich zu Anhäufungen von oft beträchtlicher Höhe an, die see- oder luvseitig unter 1 : 3 bis 1 : 10 flach abgeböscht und land- oder leeseitig unter dem natürlichen Böschungswinkel des Sandes begrenzt sind. Sie bilden den besten und natürlichsten Schutz der Küste und sind daher in ihrer Ausbildung künstlich zu fördern.

§ 2. Schutz der Seeufer.

1. Allgemeines.

Schutzwerke sind entweder nur dort erforderlich, wo der Wert der unmittelbar zu schützenden Grundstücke oder Anlagen, wie Ortschaften, Badeanstalten, Leuchttürme, Seezeichen usw. die Aufwendung der Neubau- und Unterhaltungskosten wirtschaftlich rechtfertigt, oder wo, wie bei schmalen Landzungen, im Falle des Durchbruches erhebliche Schädigungen der hinterliegenden Gebiete eintreten würden. Die künstliche Befestigung der Seeküste bildet also nicht die Regel, sondern eine Ausnahme. Nur eine klare und zutreffende Beurteilung aller in Frage kommenden Verhältnisse kann vor unnützen und zugleich recht hohen Ausgaben bewahren. Das wird schlagend beleuchtet durch eine wertvolle Arbeit von Fülscher [8], die in überzeugender Weise den Nachweis erbringt, daß man bei der Erbauung der Schutzwerke auf den ost- und nordfriesischen Inseln, Fig. 741, von der unzutreffenden Voraussetzung ausging, daß diese Inseln für die Erhaltung der hinterliegenden Festlandküste erforderlich seien, daß aller Anwuchs an der Küste nur den vorliegenden Inseln zu verdanken sei, und daß ohne diese Inseln die Deiche des Festlandes überhaupt nicht oder doch nur mit außerordentlichen Kosten zu halten seien. Nur dort, wo es sich um den Schutz sehr wertvoller Grundstücke handelt, wie auf Norderney und Borkum und bei den äußerst fruchtbaren nordfriesischen Marschinseln und Halligen, ferner bei der Insel Wangeroog, deren Abtreiben nach Osten das Fahrwasser der Jade versanden würde, und endlich bei Helgoland, dessen Erhaltung von großer strategischer Bedeutung ist, sind große Aufwendungen für Schutzbauten gerechtfertigt.

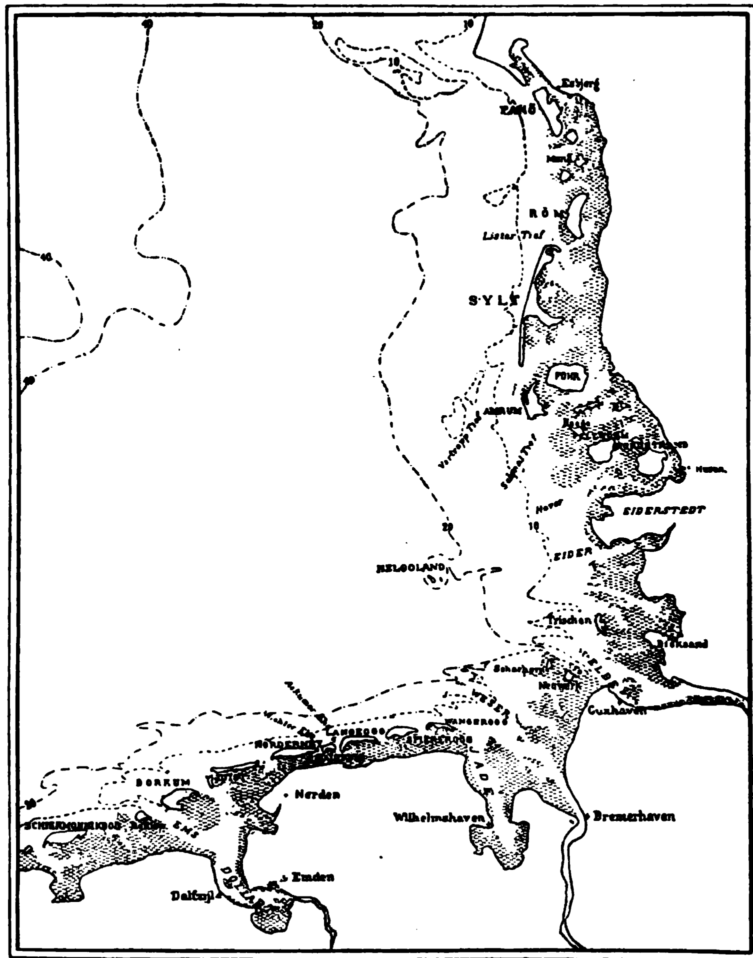


Fig. 741.

Der Seeuferbau soll den Abbruch besonders wertvoller und wegen ihrer vorspringenden Lage zugleich besonders starken Angriffen ausgesetzter Uferstrecken verhindern, sowie an den dafür geeigneten Stellen den Anwuchs neuen Landes, die Verlandung, befördern. Das wird erreicht

durch Uferschutzwerke,
durch Sicherung und Ausbildung der Dünen,
durch Beförderung der Marschbildung.

2. Uferschutzwerke.

Es ist zu unterscheiden die Sicherung des Strandes und der Schutz des anschließenden höheren Ufers. Der letztere liegt scheinbar näher, da am Hochufer die zerstörenden Wirkungen des Meeres am auffälligsten in die Erscheinung treten. Aber die

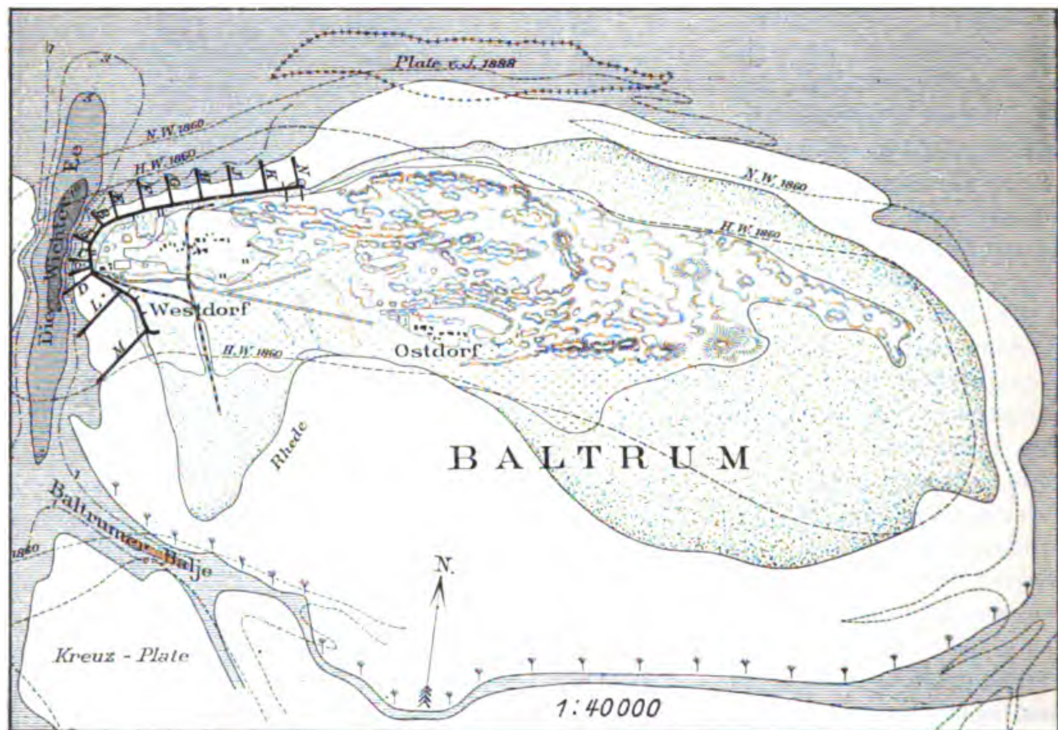


Fig. 742. Lageplan der Insel Baltrum.

Deckung des höheren Ufers kann erst dann mit Aussicht auf dauernden Erfolg vorgenommen werden, nachdem ihr eine unbedingt zuverlässige Unterlage geschaffen worden ist. Diese Unterlage wird durch den Strand geboten. Es muß daher zuvor der Strand durchaus gesichert sein: erst dann kann die Deckung des höheren Ufers bewirkt werden. Während der Strand durch vorspringende Schutzwerke gesichert wird, erfolgt die Deckung des Hochufers durch parallele Werke, bei Dünen Dünenschutzwerke genannt, die, indem sie die landseitigen Enden der vorspringenden Werke miteinander verbinden, zusammen mit den letzteren den Uferschutz darstellen.

Der in Fig. 742 dargestellte Schutz der Nordwestküste der ostfriesischen Insel Baltrum zeigt eine solche Vereinigung der vorspringenden Strandschutzwerke mit dem vor dem Hochufer sich hinziehenden Dünenschutzwerke.

Germelmann [10] kennzeichnet treffend die Bedeutung dieser Werke mit folgenden Worten: »Uferdeckwerke können, zumal an sandigem Strande, dauernden Schutz nur dann bieten, wenn der vorliegende Strand durch Buhnen befestigt ist. Die gleichzeitige Anlage dieser Werke ist deshalb eine zwingende Notwendigkeit. Wohl können Buhnen ohne Deckwerke bis zu einem gewissen Grade Schutz gewähren, ein Deckwerk ohne Buhnen wird aber in den meisten Fällen der Zerstörung anheimfallen.«

a) Vorspringende Schutzwerke [8, 9 und 10].

Sie heißen See- oder Strandbuhnen und sollen den auf dem Strande durch Strömung und Wellenschlag bewegten Sand auffangen, festhalten und eine Abnahme des Strandes in der Höhe wie in der Breite verhindern. Sie müssen deshalb in ihrer ganzen Länge dem Wellenangriff, in ihren Köpfen gegebenenfalls auch einer den Uferrand des Strandes angreifenden Strömung widerstehen können. Sie sind so weit landeinwärts zu führen, daß sie gegen Hinterspülungen durch Hochfluten geschützt sind. Letzteres wird am besten dadurch erreicht, daß ihre Wurzeln in das Paralleldeckwerk des Hochufers einbinden. In ihrer Höhenlage sollen sie sich möglichst dem Strande anpassen und keinenfalls über die erreichbare Höhenlage des letzteren hinaufgeführt werden, da sie günstigstenfalls nur bis zu dieser versanden können und eine größere Höhenlage zu schädlichen Auskolkungen an den von der Strömung und dem Wellenschlage getroffenen Seite Veranlassung geben würde. Unter Wasser sind die Buhnen mit geringem Gefälle möglichst tief abwärts zu führen. Im Ebbe- und Flutgebiet sind sie mindestens bis zur Tiefe des gewöhnlichen Niedrigwassers anzulegen. Im Gebiete der Ostsee scheint es nach den gesammelten Erfahrungen ratsam, sie, soweit sie im Wasser stehen, mit ihrer Krone annähernd in Mittelwasserhöhe zu legen und sie von der Wasserlinie an in Strandhöhe hinaufzuführen. Da das Gefälle der Buhnen sich der Neigung des Strandes anschmiegen muß, so nimmt es landwärts zu, seewärts ab.

Die Strandbuhnen sind mit geringster Länge, d. h. senkrecht zum Ufer anzulegen. Diese Richtung empfiehlt sich auch deshalb, weil die Strömungsrichtung fast stets wechselt. Ihre Länge muß mindestens so groß sein, daß die zur Sicherung des Hochufers erforderliche Strandbreite gewonnen wird. Ist das Strandufer gegen Abbruch durch Strömungen zu sichern, dann sind die Buhnen genügend weit in das tiefere Wasser hinauszuführen. Je weiter die Buhnen seewärts geführt werden, um so größer darf ihr gegenseitiger Abstand sein. Es ist erfahrungsgemäß zweckmäßig, den Abstand der Buhnen gleich ihrer Länge zu machen. Ein zu großer Abstand der Buhnen veranlaßt Abbrüche der zwischen ihnen liegenden Uferstrecken.

Strandbuhnen an der Ostsee [10]. Da die Buhnen, um wirksam zu sein, nach Germelmann mindestens 20—30 m ins Wasser hinausgeführt werden müssen, so haben sich die früher vielfach üblichen ein- und zweireihigen Pfahlbuhnen, Figuren 743 und 744, nicht bewährt: die höher über der Sohle hinaufreichenden Pfähle wurden durch die Stöße der brandenden Wellen losgerissen; dadurch entstanden Lücken, die örtliche Auskolkungen veranlaßten, also den früheren Zustand, anstatt ihn zu verbessern, verschlechterten. Die neueren Bauweisen sind in der Erkenntnis entstanden, daß man dem Wellenstoße nicht starre, geschlossene Flächen entgegensetzen darf, daß vielmehr das Wasser der Brandungswelle

Fig. 743.

Fig. 744.

zum Teil durch die Buhne dringen muß, so daß diese den Stoß nicht auffängt, sondern nur mäßigt und dadurch die Bildung schädlicher Kolkungen verhindert. Das wird am besten erreicht durch eine mit dem Sturzende gegen die Welle gerichtete Strauchwerk- oder Faschinenpackung, deren zahlreiche biegsame Zweige die Kraft der Welle zersplittern. Das Wasser dringt nunmehr zum Teil durch und in die Buhne und diese wirkt als »elastischer Puffer«. Die Faschinen sind aber nur von längerem Bestande, wenn sie unter Wasser oder doch wenigstens feucht liegen.

Die nach diesen Grundsätzen in neuerer Zeit erbauten Pfahlbuhnen nach Figuren 745 und 746 haben sich im allgemeinen bewährt. Zur Vergrößerung der Standsicherheit sind die Pfähle auch schräg eingeschlagen, s. Figuren 747a bis e. Man hat auch die Pfähle ganz weggelassen und dadurch den Angriff noch mehr verringert: dann sind nach Figuren 748 bis 750 die Buhnen nur aus Steinen hergestellt. Bei sandigem Untergrunde sind die Steine nach Fig. 751 gegen das Versinken durch eine Strauchwerkunterlage — Faschinenmatte — zu sichern. Endlich finden sich an der Ostsee auch reine Faschinenbuhnen, als landseitige Verlängerung der im Wasser befindlichen Steinbuhnen. Die Faschinen sind nach Fig. 752 mit dem Strande durch Bückingsche Schraubenanker verbunden und so tief eingegraben, daß sie über den Strand nicht hinausragen.

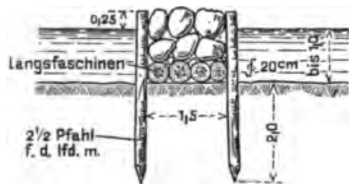


Fig. 745. Buhne am Westrande von Thiessow. Gesamtlänge 40—50 m. Kosten f. 1 m 45 Mark. Entfernung 50 m.

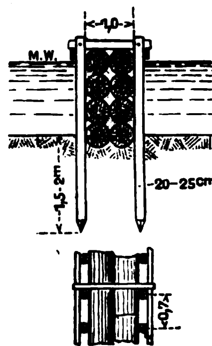


Fig. 746. Buhnen bei Warnemünde.

Strandbuhnen an der Nordsee [8]. Entsprechend den wesentlich stärkeren Kraftäußerungen der Nordseewellen gegenüber denen der Ostsee sind auch die Nordseebuhnen wesentlich kräftiger auszubilden als die der Ostsee. Strauchwerkbuhnen haben sich als zu wenig widerstandsfähig erwiesen, wohingegen die schweren Steinbuhnen auf Norderney, Figuren 753 und 754, sich durchaus bewährt haben, so daß sie als gute Vorbilder gelten können. Allerdings halten sie sich nur gut, wenn und solange sie nur wenig über die Strandfläche vortreten. Die Erfahrungen an den Nordseeinseln und besonders auch auf Norderney haben aber gleichfalls erwiesen, daß solche Buhnen unter ungünstigen Verhältnissen weder die Verschmälerung des Strandes noch dessen Erniedrigung verhindern können. Wenn daher die Verhältnisse so liegen, wie das an den Nordwestküsten der ostfriesischen Inseln der Fall ist (s. Fig. 742), daß eine tiefe Stromrinne sich dem Strande zu nähern droht, dann sind rechtzeitig die Strandbuhnen mit tunlichst flacher Kopfböschung seewärts so weit zu verlängern und ist insbesondere auch die Sohle vor dem Buhnenkopfe durch Sinkstücke so abzudecken, daß die Bildung gefährlicher und tiefer Kolke vor den Köpfen verhindert wird. Ja es ist unter Umständen durchaus richtig, von vornherein die Strandbuhnen als Stromschutzbuhnen auszubauen, indem sie bereits bei ihrer ersten Anlage über die Strandlinie hinaus bis in große Tiefen hinabgeführt werden. Jedenfalls ist mit aller Sorgfalt darauf zu achten, daß der richtige Zeitpunkt für den etwa notwendig werdenden Bau von Strombuhnen nicht verpaßt wird. Es sind daher von Zeit zu Zeit durch Peilungen und Strommessungen die Tiefen und Strömungen festzustellen.

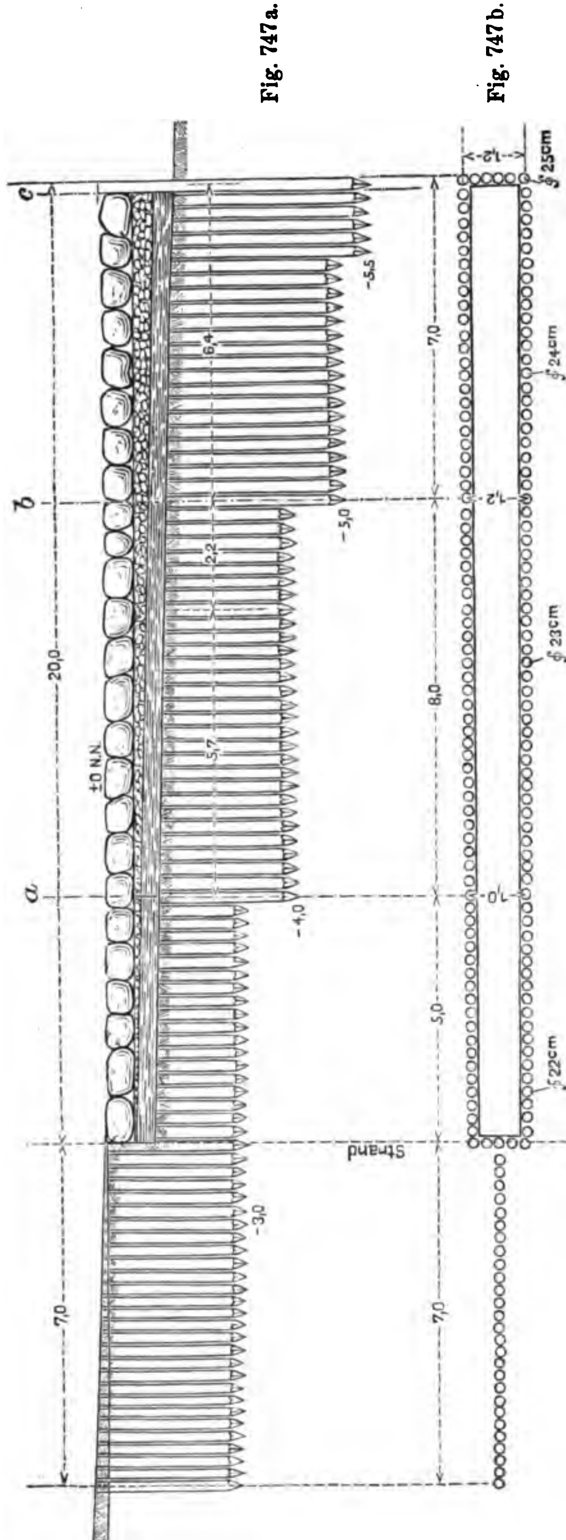
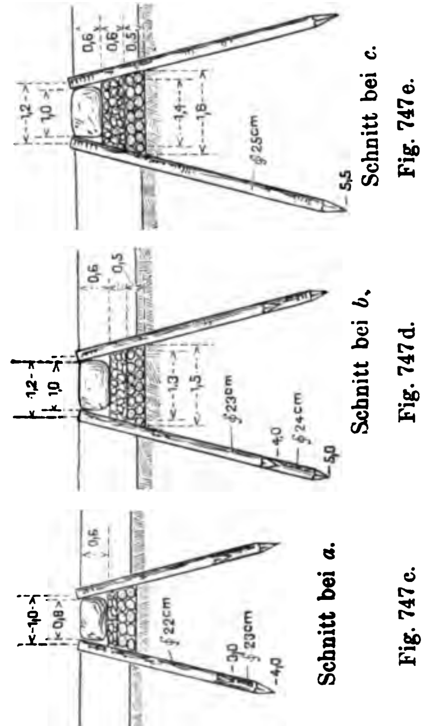


Fig. 747a.

Fig. 747b.



Schnitt bei *a*.

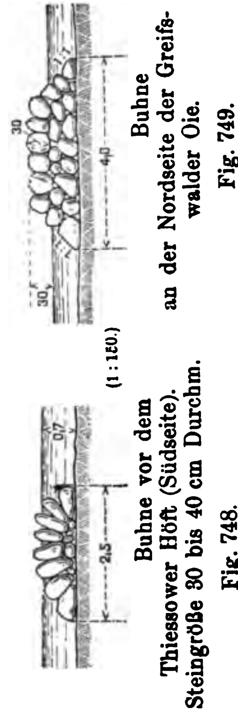
Fig. 747c.

Schnitt bei *b*.

Fig. 747d.

Schnitt bei *c*.

Fig. 747e.



(1:150.)

Buhne vor dem Thiessower Höft (Südseite). Steingröße 30 bis 40 cm Durchm.

Fig. 748.

Buhne an der Nordseite der Greifswalder Oie.

Fig. 749.

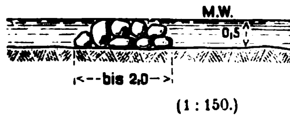


Fig. 750.

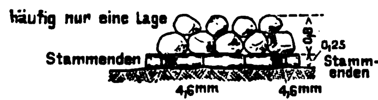


Fig. 751.

Fig. 750 und 751. Steinbuhnen mit Faschinenunterlage auf dem Strande am Dars. (1 : 150). Kosten für 1 m = 14,5 Mark. Unterhaltungskosten gering.

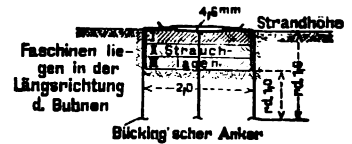


Fig. 752. Landanschluß aus Faschinen auf dem Strande am Dars. (1:150). Kosten für 1 m = 6 Mark. Unterhaltungskosten noch nicht ermittelt. Oberste Strauchlage alle 3 Jahre erneuern.

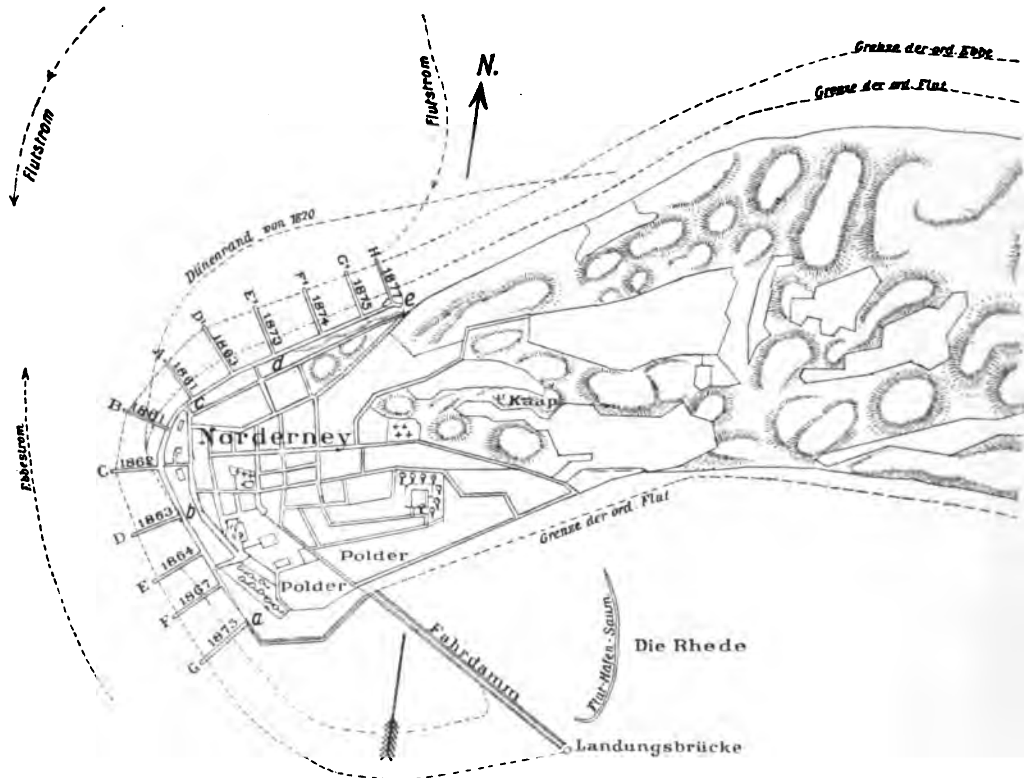


Fig. 753.

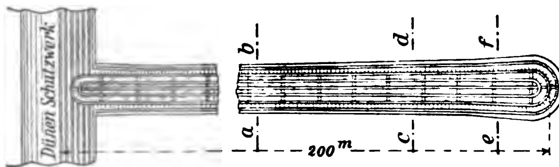


Fig. 754a. Grundriß.

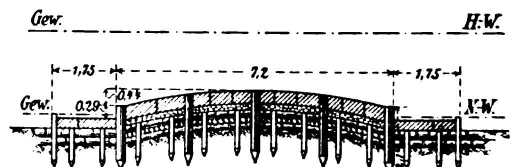


Fig. 754c. Schnitt c—d.

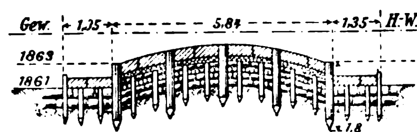


Fig. 754b. Schnitt a—b.

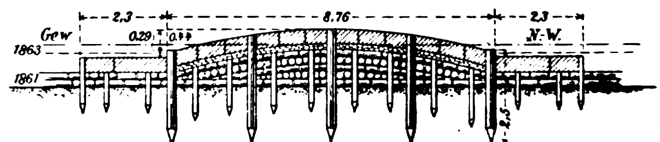


Fig. 754d. Schnitt e—f.

Auf Grund der in Norderney und Baltrum gemachten Erfahrungen läßt sich feststellen, daß eine gegen den Strand vorrückende Tiefe durch Strandbuhnen nicht nur nicht ferngehalten werden kann, vielmehr sogar dazu zwingt, den Bestand der Buhnen durch besondere Vorbauten zu verteidigen.

Haupt- und Zwischenbuhnen auf Sylt.

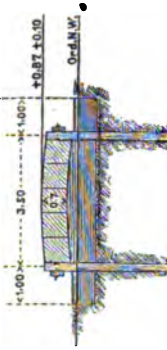


Fig. 756c. Querschnitt C—D der Zwischenbuhnen.



Fig. 756b. Querschnitt A—B der Zwischenbuhnen.

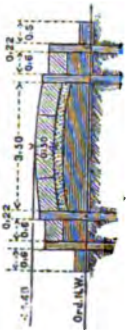


Fig. 755c. Querschnitt bei + 25 der Hauptbuhnen.



Fig. 755b. Querschnitt bei + 48.

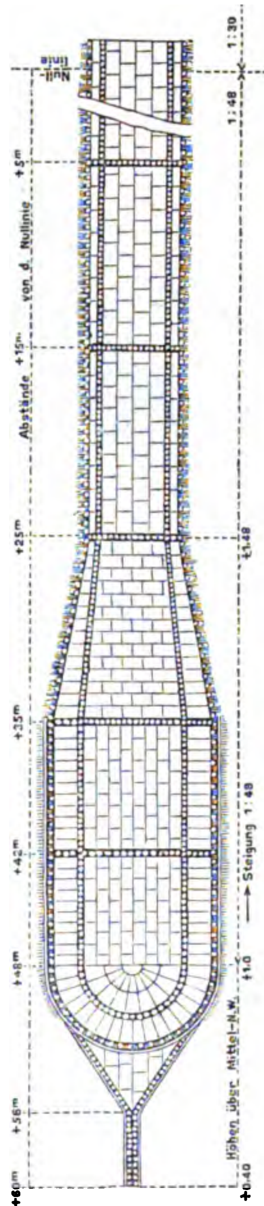


Fig. 755a. Grundriß der Hauptbuhnen.

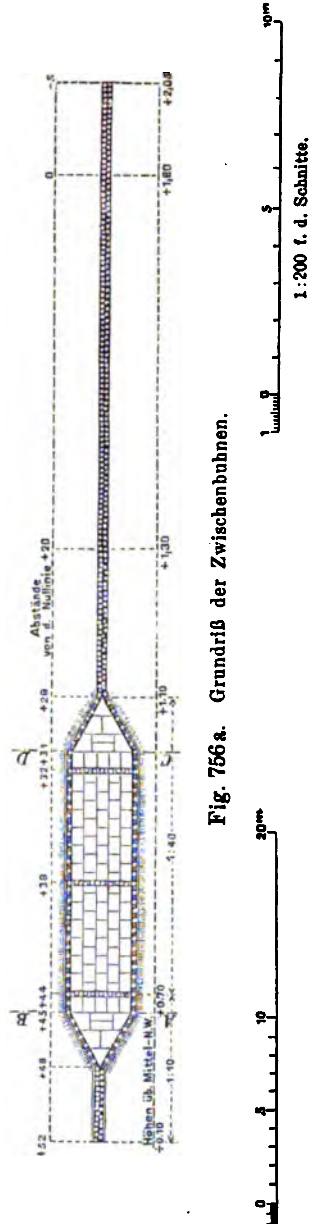


Fig. 756a. Grundriß der Zwischenbuhnen.

Die Westküste von Sylt ist durch Haupt- und Zwischenbuhnen geschützt, deren Bauart aus den Figuren 755 und 756 hervorgeht. Die Hauptbuhnen sind nach dem

Muster von Norderney in ihrer ganzen Länge als Steinbuhnen ausgeführt. Auch die Querschnittform der Norderneyer Buhnen diente als Vorbild, nachdem die zuerst ausgeführten Buhnen, deren Steinabdeckung nicht gewölbt, sondern nach beiden Seiten

Fig. 757. Helgoland nach der Vermessung S. M. S. Albatroß 1894—1896 und den engl. Aufnahmen 1887.

dachförmig unter 1:3 abgeböscht war, sich als unzweckmäßig erwiesen hatten. Die überstürzenden Wellen hatten tiefe Löcher in den Strand neben den Werken gerissen und die Werke selbst stark beschädigt. Die Buhnen wurden zuerst durch schwere Granitfindlinge, später durch regelmäßig geformte Betonblöcke abgedeckt. Die letztere Abdeckung hat sich als widerstandsfähiger als die erstere erwiesen. Aber auch die letztêren Buhnen können, ebensowenig wie die ersteren, den Angriffen der Strömung und des Wellenschlages widerstehen, sobald der Strand sich so weit erniedrigt hat, daß die Buhnenkronen beträchtlich über ihn hervorragen. Auch haben die Buhnen die Erniedrigung des Strandes nicht verhindern können.

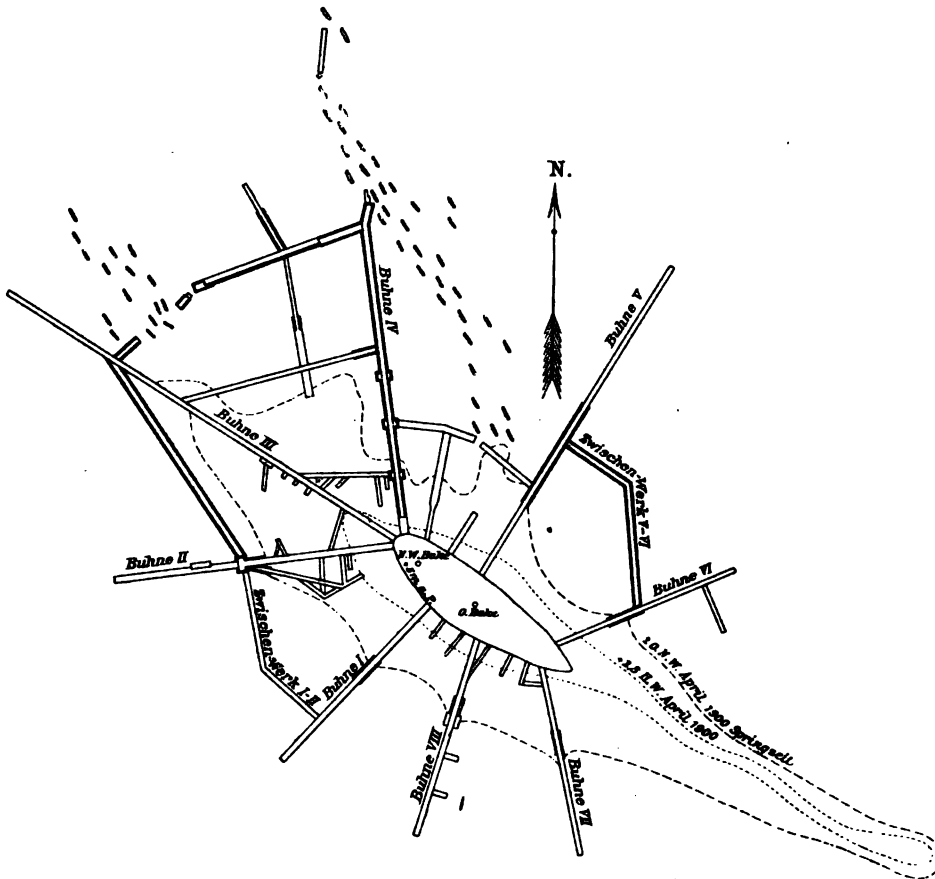


Fig. 758. Düneninsel bei Helgoland, 1:15000. Lageplan der in den Jahren 1896—1900 erbauten Buhnen.

Die Buhnen zum Schutze der Helgolander Düne. Die Lage der Düne zur Hauptinsel geht aus Fig. 757 hervor. Zum Schutze der Düneninsel wurden nach den großen verheerenden Sturmfluten von 1894/95 in den Jahren 1897 bis 1900 nach dem Entwurfe von L. Franzius die in Fig. 758 dargestellten Werke erbaut, die in der Hauptsache aus acht Buhnen bestehen, welche durch Anreicherung des Strandes mit Sand die Dünen mit neuem Flugsande versorgen sollten. Da die Buhnen gewissermaßen erobernd, nicht nur erhaltend, wirken sollten, so war es durchaus richtig, sie bis weit über die Niedrigwasserlinie hinaus bis zu größeren Tiefen zu führen, sie also zugleich als Strandbuhnen und Stromschutzwerke auszubauen. Über Niedrigwasser sind sie als

Packwerk ohne Steinbelastung, unter Niedrigwasser aus Sinkstücken hergestellt, Figuren 759 und 760. Der 10 bis 12 m breite Packwerkskörper besteht aus mehreren, an den Seiten 10 cm, in der Mitte 30 bis 50 cm starken Lagen, die durch übergespannte Eisendrähte und Buhnenpfähle befestigt sind. An den beiden Längsseiten der 20 bis 60 m langen, 10 m breiten und etwa 1,0 m dicken Sinkstücke wurden nachträglich dort, wo ihre Oberflächen über Niedrigwasser lagen, schmale trapezförmige Buschkörper verlegt, weil sich die 1,0 m hohen Ränder der Mittelstücke dem Wellenangriffe als nicht gewachsen erwiesen. Zur Unterstützung der Buhnen wurden noch die aus Fig. 758 ersichtlichen Neben- und Zwischenwerke von geringeren Abmessungen aber gleicher Bauart angelegt. Endlich wurde die hohe Düne mit Dünenhalm und Rohrbüscheln bepflanzt und ihr Fuß mit einem Zaune umgürtet, um den Flugsand festzuhalten und die Bildung von Vordünen zu befördern.

Fülscher [8] hält es für fehlerhaft, daß die Faschinenbuhnen ohne Steinbelastung ausgeführt wurden und glaubt, daß die dadurch entstandenen hohen Unterhaltungskosten die geringen Neubaukosten nicht ausglichen.

Im übrigen aber ist die gesamte Anlage als durchaus zweckmäßig und großzügig anzuerkennen, trotzdem sie die beabsichtigte Vergrößerung der Düneninsel nicht herbeigeführt hat und zwar deshalb, weil wider Erwarten der Sandantrieb durch die Strömung und die Brandungswellen in kaum nennenswertem Maße vorhanden ist. Es wird daher die Düne nur zu erhalten sein, wenn sie selbst noch mit einem parallelen, d. h. sie rings umschließenden Dünenschutzwerke versehen wird. Der Strand ist so fest, daß er einen sicheren Fuß für ein solches Schutzwerk abgibt. Man sollte daher mit dessen Ausführung nicht zögern, falls die Erhaltung der Düne als notwendig erachtet wird, so daß sich die weiteren hierdurch bedingten Ausgaben wirtschaftlich oder aus anderen gewichtigen Gründen rechtfertigen lassen sollten. Hohe Sturmfluten werden auch künftig die Düne zerstören können, wenn sie selbst nicht geschützt wird.



Fig. 759. Querschnitt des Packwerkbaues.

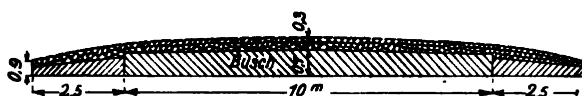


Fig. 760. Querschnitt des Sinkstückbaues.

Nach den auf Sylt und Amrum gemachten Erfahrungen können auch an den Küsten der Nordsee zweireihige Pfahlbuhnen als Zwischenbuhnen in Frage kommen, die sich namentlich dort bewährt haben, wo die Pfähle teilweise im Kleiboden stehen. Pfähle in Sandboden treiben bei Sturmfluten mit starkem Wellenschlag auf, da sie in dem sandigen Untergrunde nicht genügend haften. Es ist aber außer Frage, daß man durch passende Formgebung der Pfahlspitze eine hinreichende Haftfestigkeit erzielen kann. Die Angriffe des Holzwerkes durch den Bohrwurm sind nach den Erfahrungen, die bei den vielen bei Steinbuhnen verwendeten Pfählen gemacht wurden, an der Nordseeküste für Pfahlbuhnen von keiner ausschlaggebenden Bedeutung.

Besondere Beachtung verdienen ferner als Zwischenbuhnen solche aus Sandbeton 1:8, wie sie nach Figuren 761 und 762 für die Wurzelenden zweier Sylter Strandbuhnen ausgeführt sind. Solche Buhnen sind billig, weil der zum Beton erforderliche Sand aus dem Strande kostenlos entnommen werden kann. Falls sie nicht unterspült werden, erfordern sie für lange Zeit keine Unterhaltungskosten. Sie sind daher besonders für die hinteren höher liegenden Buhnenteile, wo Pfähle und Faschinen

wegen zu trockener Lage bald verfaulen, empfehlenswert. Fülscher [8], der Strandbuhnen ohne Steinbelastung mit Recht am wenigsten empfehlenswert bezeichnet, empfiehlt nach Fig. 762 einige der ohne Steinbelastung erbauten Helgolander Buhnen zunächst probeweise umzubauen. Endlich dürfte auch in Zukunft der Eisenbeton bei der Erbauung von Strandbuhnen in Frage kommen: so würden zunächst anstatt der Holzpfähle der Steinbuhnen und der Pfahlbuhnen solche aus Eisenbeton dort in Frage kommen, wo ein schnelles Faulen des Holzes oder auch Angriffe des Bohrwurmes zu befürchten sein würden.

Der holländische Ingenieur R. de Muralt hat an der Nordseite der Insel Schouwen eine Stromschutzbuhne, von ihm »Seehaupt« genannt, in eigenartiger Weise aus Eisenbeton ausgeführt, die sich trotz ihrer den Angriffen der See sehr ausgesetzten Lage vortrefflich bewährt. Wegen der Einzelheiten wird auf [11] verwiesen.

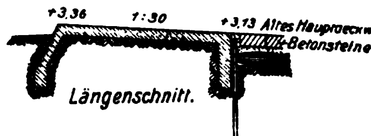


Fig. 761.

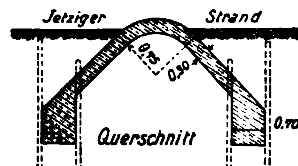


Fig. 762.

b) Parallele Schutzwerke [8] und [10].

Sie sind, im Gegensatz zu den Strandbuhnen, unmittelbare Uferdeckwerke und haben den Stoß der brandenden Wellen aufzunehmen. Das Deckwerk ist zu beiden Seiten der zu deckenden Uferstrecke allmählich in das natürliche Ufer so überzuführen, daß die bei Stürmen an ihm entlang rollenden Wassermassen an den Enden des Werkes auf keine plötzlichen Vorsprünge stoßen, die zu Kolkungen und damit zu einer Gefährdung des Werkes Veranlassung geben würden.

Handelt es sich um die Deckung eines hohen Steilufers, dann kann das Schutzwerk entweder unmittelbar an es angelehnt oder freistehend vor ihm errichtet werden. Im ersteren Falle werden die durch die Tätigkeit der Atmosphärilien losgelösten Bodenmassen der oberen Teile des Steilufers seeseitig vor das Schutzwerk fallen und von der See bei höheren Fluten fortgeführt, im letzten Falle aber hinter dem Schutzwerk sich ablagern und so allmählich eine natürliche Böschung bilden, die sich gegen das Schutzwerk abstützt und durch Bepflanzen befestigt werden kann. Da solche freistehenden Schutzwerke, so lange sie nicht hinterfüllt sind, den Wellenstoß und nach ihrer Hinterfüllung auch den Druck der Hinterfüllung aufzunehmen haben, so bedürfen sie einer wesentlich kräftigeren Ausbildung als die Werke, welche lediglich eine Bekleidung des Ufers darstellen.

Die parallelen Schutzwerke liegen meistens über gewöhnlicher Flut oder in flutlosen Meeren, über Mittelwasser, also meistens trocken, weshalb alles Holz- und Strauchwerk von kurzer Dauer und nur dann zu empfehlen ist, wenn es sich um vorübergehende Schutzbauten handelt, oder wenn das Strauch- und Holzwerk in tieferer Lage ganz im feuchten Sande eingebettet bleibt.

Deckwerke an der Ostsee [10]. Schon einfache Steinwälle aus Granitfindlingen, Figuren 763 und 764, können in geschützter Küstenlage den Wellenangriff auf das Hochufer erheblich mäßigen. Sie werden in den durch die

örtlichen Verhältnisse bedingten Abständen vor dem Steilufer in möglichst schlanker Linienführung aus tunlichst großen Steinen ohne Mörtel, aber in sorgfältigem Verbande hergestellt und bis etwa zur Sturmfluthöhe hochgeführt. Ganz besonderer Wert ist auf den Verband zu legen, weil nur er verhindern kann, daß einzelne

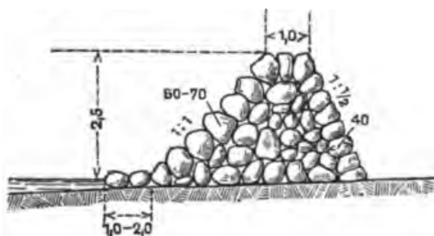


Fig. 763. Deckwerk an der Greifswalder Oie. Kosten für 1 m = 80—90 Mark. (1:150).

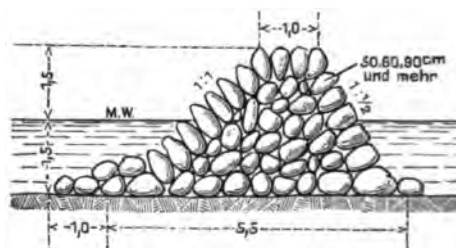


Fig. 764. Deckwerk am Uskan (Jasmund). Kosten für 1 m = 130—140 Mark. (1:150).

Steine durch die Wellen herausgeschlagen werden. Die durchlässigen Wälle schwächen die Wellenkraft so, daß sie dem hinterliegenden Ufer nicht mehr gefährlich wird. Bei Sturmfluten füllt sich der Raum zwischen Wall und Steilufer mit dem durchschlagenden und überspritzenden Wasser an, das seinerseits als Wasserpolster beruhigend wirkt. Bei sandigem Strande müssen die Steine durch Strauchwerkunterlagen gegen Versacken gesichert werden, vergl. Figuren 765 und 766. Alsdann müssen aber, damit das Strauchwerk zur Sicherung seines Bestandes unter Mittelwasser, d. h. dauernd naß, zu liegen kommt, die Wälle entsprechend weit seewärts verlegt werden. — Die Zerstörungen an solchen Wällen sind erfahrungsgemäß sehr gering und billig auszubessern, da meistens nur die gleichen Steine wieder in gehörigen Verband zusammenzusetzen sind.

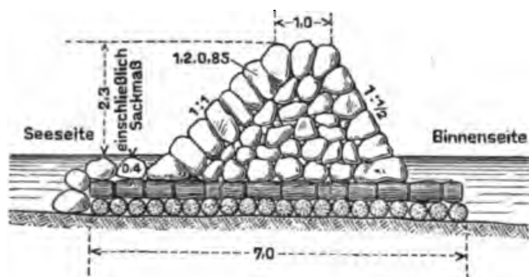


Fig. 765. Deckwerk vor der Insel Ruden (neuere Bauweise). (1:150). Kosten für 1 m = 110—120 Mark.

Die Bauweisen der Figuren 767 bis 770 bedürfen keiner besonderen Erläuterung; nur sei hervorgehoben, daß die Holzpfähle sich nicht lange halten und daß bei den

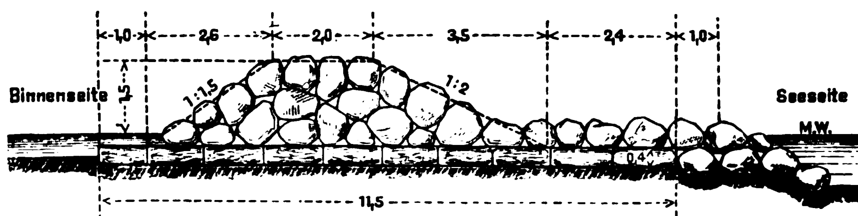


Fig. 766. Uferdeckwerk auf dem Strande vor Westerplatte (Neufahrwasser). (1:150). Ausgeführt 1898.

Werken der Figuren 769 und 770 die Steine zwischen den Pfahlwänden nicht besonders sorgfältig verlegt zu werden brauchen und in den unteren Lagen kleiner sein können als bei den ungeschützten Steinwällen. Der 5,0 m breite Bohlenbelag des Werkes, Fig. 770, dient als Wandelpfad für die Badegäste.

Bei den Ufermauern der Figuren 771 bis 773, die, wie schon gesagt, in solchem Abstande von dem Steilufer erbaut werden, daß sich hinter ihnen eine angemessene

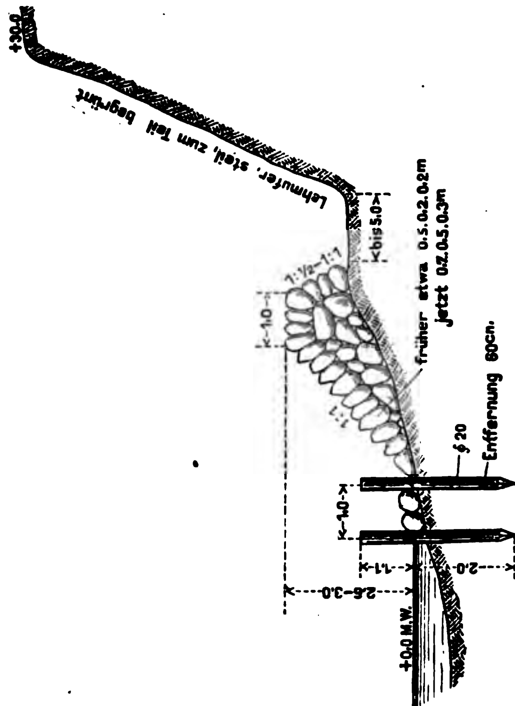


Fig. 768. Uferdeckwerk auf Thiessow.

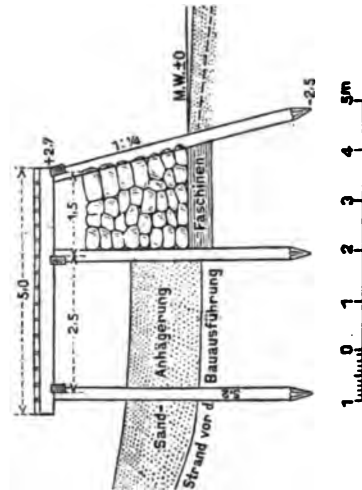


Fig. 770. Deckwerk vor Cranz (1:150).

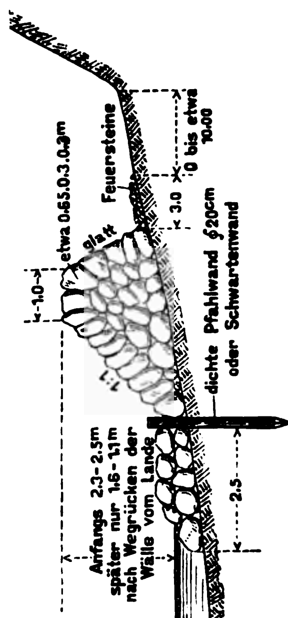


Fig. 767. Deckwerk vor der Insel Ruden. (1:150). Nördlicher hochliegender Teil (ältere Bauweise).

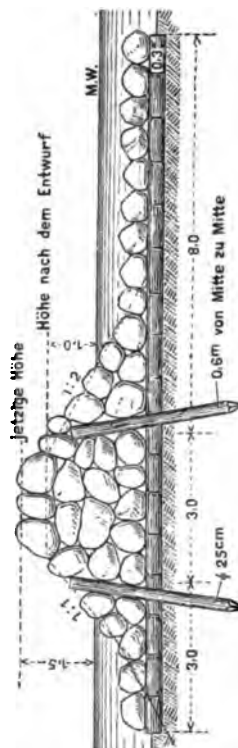


Fig. 769. Ausgeführt 1900. Kosten für 1 m = 276 Mark. Unterhaltung für 1 m jährlich 12 Mark.

Böschung ausbilden kann, ist die Sicherung ihres vorderen Fußes gegen Auswaschungen sowie ihre gute Entwässerung von besonderer Wichtigkeit.

Eine Uferböschung kann erst dann abgepflastert werden, sei es mit durchlässigen Fugen auf einer Schotter- oder Kiesunterlage, Figuren 774 bis 776, sei es mit dichten Mörtelfugen auf einer Zementsandunterbettung, Figuren 777 und 778, nachdem ihr Fuß gehörig gesichert ist. Beim durchlässigen Pflaster muß die Unterlage sowohl die

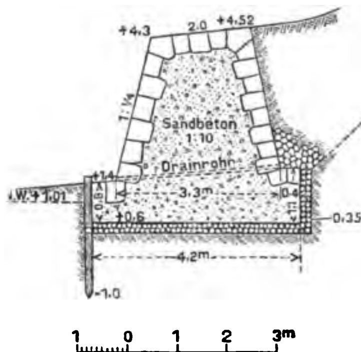


Fig. 771. Ufermauer bei Gr. Horst. (1:150).

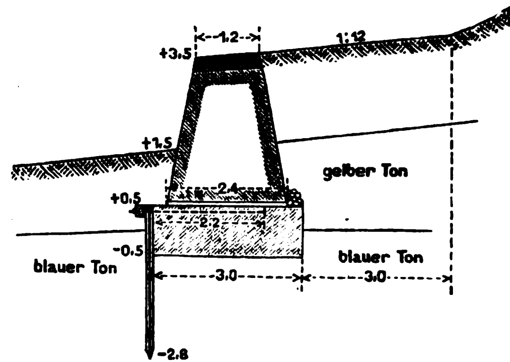


Fig. 772. Mauer der Uferschutzbauten bei Sohrenbohm. (1:150). Gesamtlänge 1176 m. Kosten für 1 m = 235 M. Unterhaltung für 1 m = 2,35 Mark.

Energie des Wellenschlages tunlichst zersplittern, als auch den Wiederaustritt des mit den Wellen eingedrungenen Wassers in unschädlicher Weise ermöglichen, damit nicht die hinterliegenden Bodenteilchen herausgesogen und dadurch die Pflastersteine ihrer Unterstützung beraubt werden. Das bedingt eine genügende Stärke der

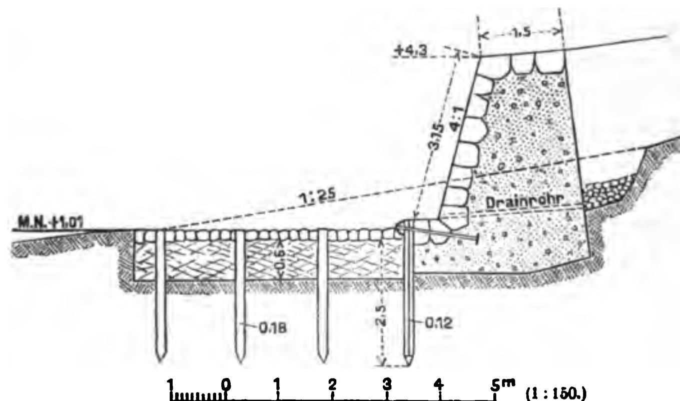
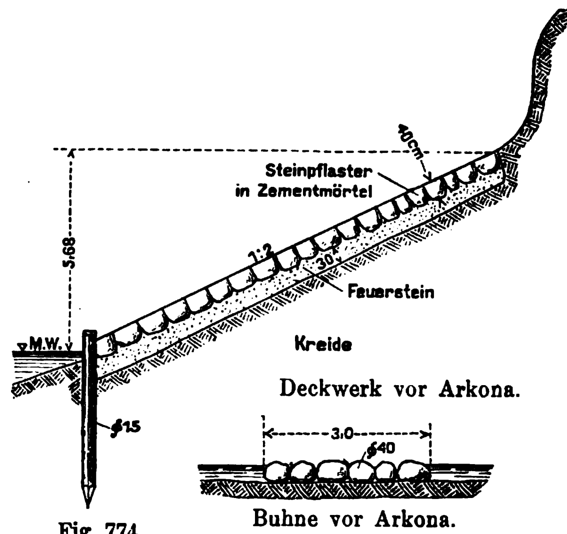


Fig. 773. Ufermauer vor dem Streckelberg. (Wasserbauinspektion Swinemünde.)

Unterbettung und eine allmähliche Abnahme der Korngröße des Bettungsmaterials von oben nach unten.

Nach den an der Nordsee gemachten Erfahrungen wird neuerdings auch an der Ostsee dort, wo gutes Bettungsmaterial schwer zu beschaffen ist, der Sand aber dem Strande entnommen werden kann, die Deckung mit dichtem Pflaster auf einer Zement-



Deckwerk vor Arkona.

Buhne vor Arkona.

Fig. 774.

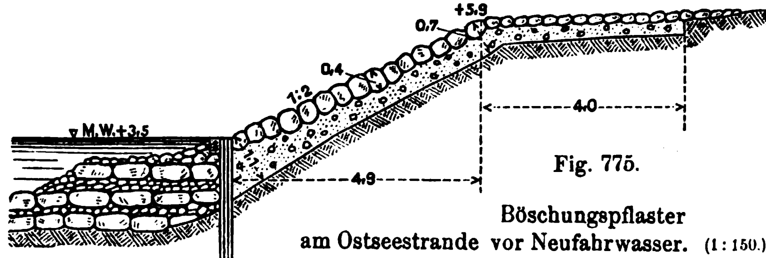
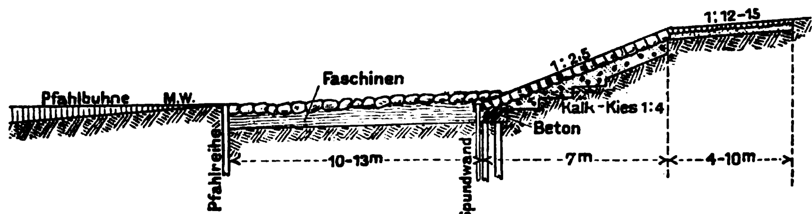


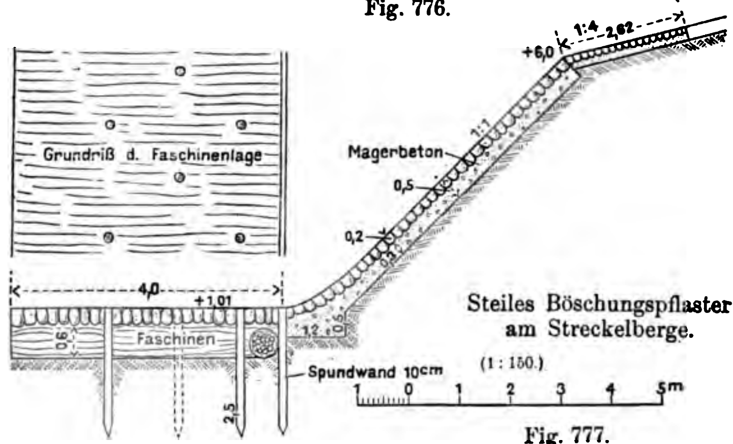
Fig. 775.

Böschungspflaster
am Ostseestrande vor Neufahrwasser. (1 : 150.)



Uferdeckwerk bei Heiligendamm. (1 : 300.)

Fig. 776.



Steiles Böschungspflaster
am Streckelberge.
(1 : 150.)

Fig. 777.

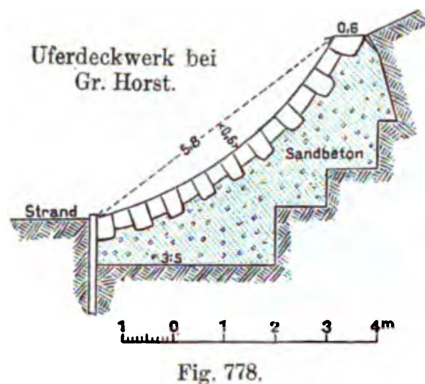


Fig. 778.

sandunterbettung 1:12, Figuren 777 und 778, ausgeführt: die Decke kann dicht sein, da das Wasser ohne weiteres in den sandigen Untergrund versinkt.

Bei den aus Sandbeton hergestellten Uferdeckungen, Fig. 779, sind in angemessenen Abständen stumpfe Stöße rechtwinklig zur Längenrichtung behufs Ermöglichung von Temperaturbewegungen vorzusehen.

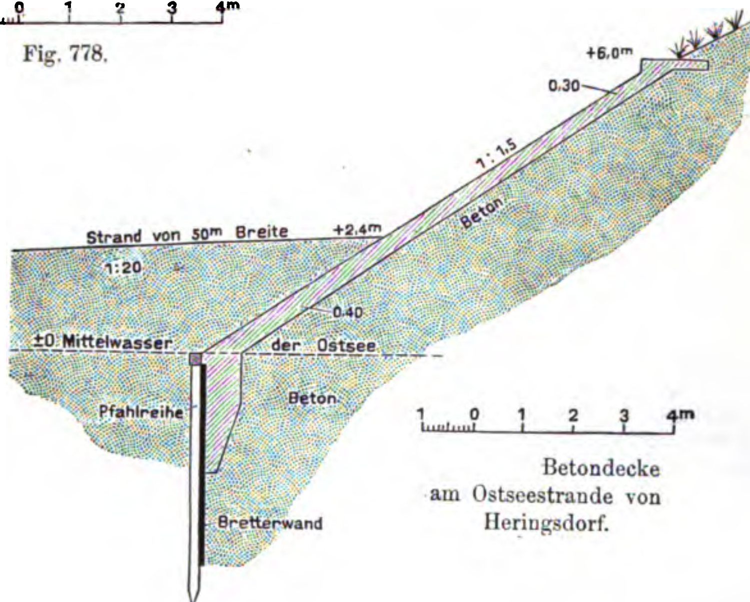


Fig. 779.

Dünenschutzwerke an der Nordsee. Auf Norderney wurden von 1858 bis 1882 die im Lageplan Fig. 753 mit *abcde* bezeichneten Schutzwerke am Fuße der Dünen ausgeführt, und zwar zuerst auf der Strecke *bcd* das Schutzwerk, Fig. 780, dann auf der Strecke *ab* das Werk Fig. 781 und zuletzt auf der Strecke *de* als Wellenbrecher das Pfahlschutzwerk Fig. 782a und b.

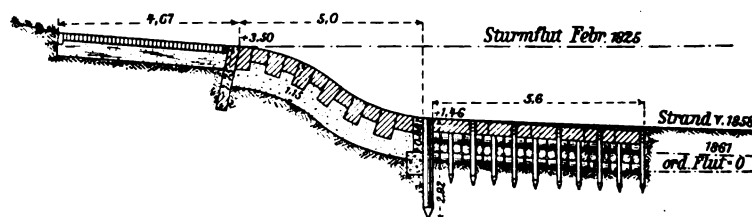


Fig. 780.

Das erste Schutzwerk besteht aus Sandsteinquadern, die in ∽-förmiger Krümmung auf einer Kalksandbettung verlegt und deren Fugen mit Zementmörtel vergossen sind.

Die Quaderböschung lehnt sich gegen eine Pfahlwand und ist durch eine Berme aus Packwerk mit Steinbelastung gegen Unterspülung gesichert. Die oben an die Quaderböschung sich anschließende Klinkerpflasterung ist auf Kalksand verlegt.

Das zweite Schutzwerk bestand aus einer Faschinenspreitlage. Der unter 1 : 4 abgeglichene Dünensand wurde mit einer 0,5 m starken, gut abgestampften und mit Stroh bestickten Kleischicht abgedeckt. Auf der so hergestellten Unterlage wurde eine 0,30 m starke, durch Flechtzäune und Buhnenpfähle befestigte Faschinendecke gelegt.

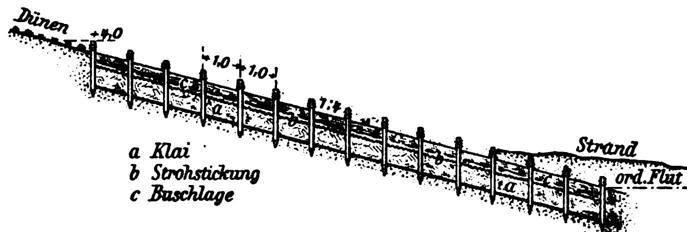


Fig. 781. Stackwerke.

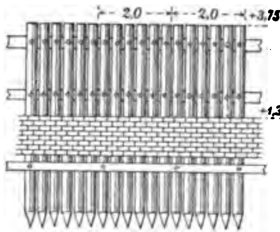


Fig. 782a.

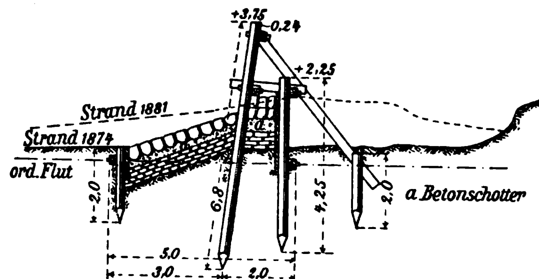


Fig. 782b.

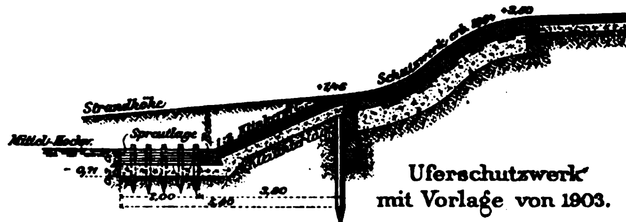


Fig. 783.

Das Pfahlschutzwerk endlich bestand aus einer im oberen Teile durchbrochenen, im übrigen dichten Pfahlwand, die unten seeseitig durch eine zweifache Steinböschung, landseitig durch eine Steinkiste eingefaßt war.

Von diesen Schutzwerken ist nur noch das erste und älteste, Fig. 780, vorhanden und nach mehrfachen Beschädigungen durch Sturmfluten dahin abgeändert, daß die Klinkerpflasterung um 1,3 m höher hinaufgeführt wurde, vergl. auch Figuren 792 bis 796. Das Faschinenwerk der Fig. 781 mußte kaum zwanzig Jahre nach seiner Erbauung durch ein Schutzwerk nach Fig. 780 ersetzt werden: nur die vorgelegte Berme stellte man als Spreitlage her, die aber auch nach zehn Jahren durch die in Fig. 783 dargestellte Vorlage ersetzt werden mußte. Die Spreitlage, in welche diese letztere Vorlage endigt, liegt unter Mittelwasser, also so feucht, daß ihre baldige Fäulnis nicht zu befürchten ist.

Das im Jahre 1877 vollendete Pfahlschutzwerk wurde durch eine Sturmflut im Dezember 1894 erheblich beschädigt und auf mehr als 100 m Länge ganz weggerissen. Nach einer vorläufigen Ausbesserung wurde es fünf Jahre darauf abgebrochen und durch ein Schutzwerk nach Fig. 780 ersetzt, wobei die erwähnte Höherführung des oberen Klinkerpflasters sogleich bewirkt wurde.

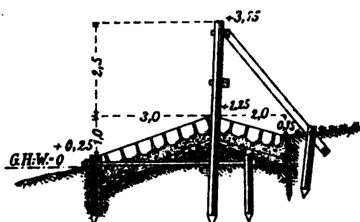


Fig. 784. Pfahlschutzwerk nach dem Umbau von 1878.

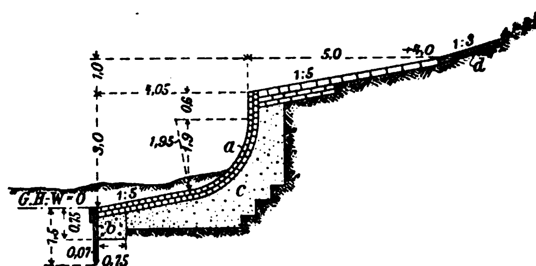


Fig. 785. Schutzmauer von 1875/76.

So ist nunmehr das Norderneyer Dünenschutzwerk in seinen Hauptteilen von der gleichen Bauart.

Auf Borkum wurde das erste Dünenschutzwerk nach Fig. 784 erbaut. Die späteren Schutzwerke wurden nach Figuren 785 und 786 unmittelbar an die Düne angeschlossen. Fig. 786 zeigt gegenüber Fig. 785 eine Höherführung der unteren Mauer, eine andere Kopfform des oberen Klinkerpflasters sowie eine andere Form und Stärke des aus Kalksand bestehenden Betonkörpers. Später wurde noch die Neigung des oberen Klinkerpflasters auf 1 : 12 ermäßigt, das an seinem oberen Ende unter einer steilen Neigung, vergl. auch Figuren 792 bis 796, bis auf + 5,0 m über Mittelwasser hinaufgeführt wurde.

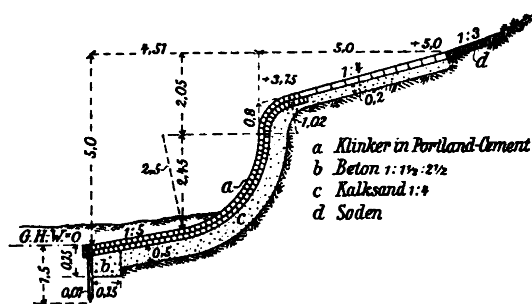


Fig. 786. Schutzmauer von 1878/79.

Auch auf Borkum hat sich das Pfahlschutzwerk nach Fig. 784 bei Sturmfluten als nicht standfest erwiesen und ist auch hier durch ein Schutzwerk nach Fig. 786 ersetzt worden, das sich vortrefflich bewährt hat.

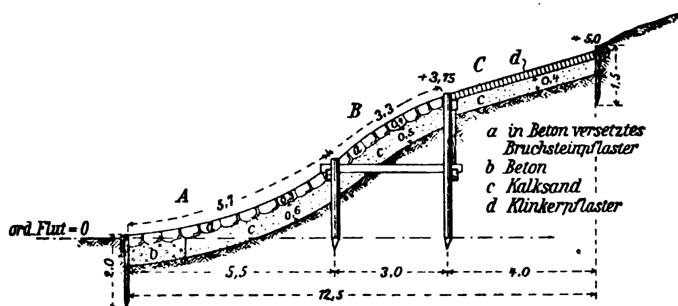


Fig. 787. Umbau.

Auf Spiekeroog haben sich gleichfalls die nach Borkumer Muster erbauten Schutzmauern gut bewährt. Man hat sie nur hier unnötigerweise anstatt mit Klinkerrollschichten mit einer wesentlich kostspieligeren Quaderverblendung versehen. Das Schutzwerk, Fig. 787, hat sich die ersten fünfzehn Jahre gut gehalten. Es entstand durch den Umbau eines nach dem Muster der Fig. 791 erbauten Deckwerkes, dessen Holzwände nicht beseitigt, sondern eingebaut

wurden. Bei den Sturmfluten vom Dezember 1894 wurde aber die Düne hinter ihm auf 120 m Länge und in 10—14 m Breite bis auf eine Tiefe von 1,50 m unter dem Kopf des Bruchsteinpflasters ausgespült und das Klinkerpflaster zerstört. Bei der Wiederherstellung wurde das Klinkerpflaster bis auf + 6,20 m höhergeführt und oben, wie auf Norderney und Borkum, gegen die Düne durch einen steilen Anlauf begrenzt. Bei der Sturmflut vom Dezember 1895 wurde aber der Strand, der bis dahin den unteren Teil des Schutzwerkes bis etwa 2 m über gewöhnliches Hochwasser bedeckt hatte, bis auf — 2 m weggeschlagen, die mit dem Betonbett der Pflasterung nicht verankerte Spundwand am Fuße des Werkes auf etwa 500 m Länge teils fortgerissen, teils gehoben und verschoben, und dann das Bruchsteinpflaster unterspült.

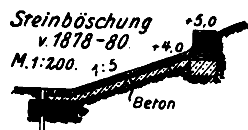


Fig. 788.

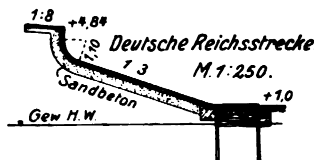


Fig. 789.

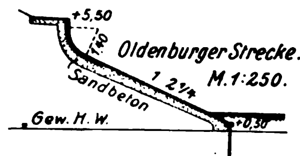


Fig. 790.

Fig. 788 bis 790. Dünenschutzwerke auf Wangeroog.

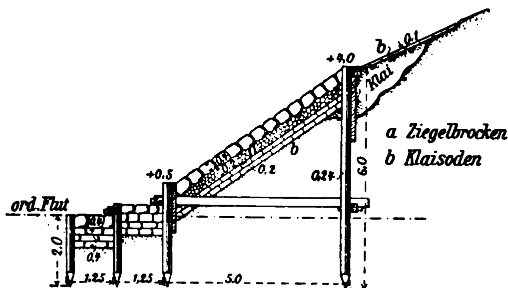


Fig. 791. Durchschnitt des Mittelstückes.

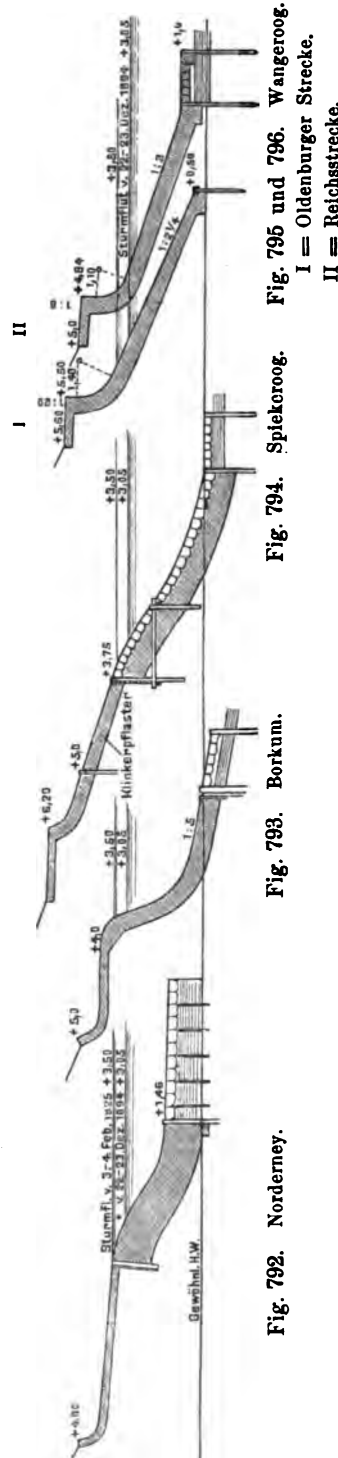


Fig. 792. Norderney.

Fig. 793. Borkum.

Fig. 794. Spiekeroog.

Fig. 795 und 796. Wangeroog. I = Oldenburger Strecke. II = Reichsstrecke.

Fig. 792 bis 796. Querschnitte von Dünenschutzwerken.

Auf Wangeroog sind Dünenschutzwerke nach Figuren 788 bis 790 ausgeführt worden. Der Fuß des auf einer Betonbettung in Zementmörtel verlegten Bruchsteinpflasters des Schutzwerkes, Fig. 788, wird durch ein Faschinenpackwerk und eine vorgerammte Pfahlwand gegen Unterspülung geschützt, den oberen Abschluß bildet eine kleine Ziegelmauer. Die Schutzwerke nach Figuren 789 und 790 erinnern an das Borkumer Deckwerk, nur liegt der Kopf der Mauer wesentlich höher als auf Borkum und ist auch nicht wie auf Borkum abgerundet.

Aus den vorstehenden Darlegungen erhellt, daß die Faschinenspreitlagen ohne Steinbedeckung am wenigsten haltbar sind. Auch die auf Baltrum und Spiekeroog ausgeführten Steinböschungen zwischen Holzwänden und mit Buschunterbettung, Fig. 791, haben sich nicht bewährt. Ebensowenig sind die sogenannten Pfahlschutzwerke zu empfehlen. Dahingegen haben sich die in verschiedenen Formen ausgeführten Böschungsmauern durchaus bewährt, die nach Fülscher [8] in Figuren 792 bis 796 zusammengestellt sind. Zunächst ist Fülscher darin beizupflichten, daß die verschiedenen Höhenabmessungen durch entsprechende Unterschiede in den örtlichen Verhältnissen nicht zu begründen sind, und daß die sehr veränderliche Strandhöhe für die Höhenlage des Fußes der Schutzmauer nicht maßgebend sein darf. Der Unterschied in den Querschnittformen ist insofern von Bedeutung, als die flache Wölbung das Überrollen der Wellen begünstigt, während die gegen die steile Wand anlaufende Welle in sich zusammenstürzt, so daß das hinterliegende Pflaster und die Düne nur von dem überschlagenden Spritzwasser getroffen werden. Die Norderneyer Querschnittform ist die wenigst vorteilhafte, da sie kaum Zerstörungen durch die überschlagenden Wellen verhindern wird. In dieser Beziehung ist die Spiekerooger neue Mauer wegen der Höherführung des oberen Klinkerpflasters überlegen. Es war aber fehlerhaft, die alten Holzteile stehen zu lassen, da diese bei ihrer hohen Lage in trockenem Sande bald verfaulen und dann die Haltbarkeit des Mauerwerks beeinträchtigen. Fülscher empfiehlt daher mit Recht ihre baldige Beseitigung.

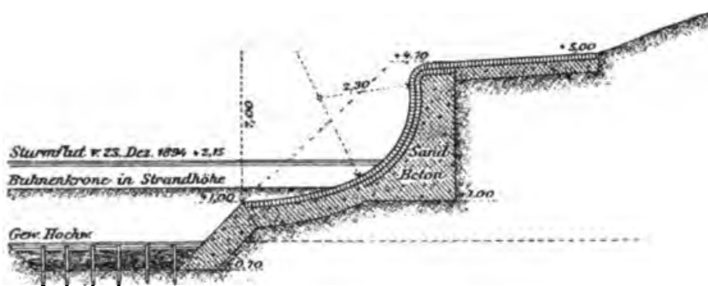


Fig. 797. Schutzmauer für die Helgolander Düne. (Entwurf von Fülscher.)

Die Wangerooger Mauern sind wesentlich höher als die Borkumer und schützen daher mehr wie diese gegen das Überschlagen der Wellen. Andererseits begünstigt aber ihre schräge Böschungsfläche das Auflaufen der Wellen, die bei den Borkumer Mauern kräftiger gebrochen werden und wenig hoch auflaufen. Zu beanstanden ist das Fehlen einer schützenden Vorlage am Fuße der Oldenburger Mauer auf Wangeroog.

Für die Helgolander Düne schlägt Fülscher eine Schutzmauer nach Fig. 797 vor. Die Muldenform ist bis zum Fuß der Mauer durchgeführt, damit die Rückströmung der Brandungswelle daselbst wagerecht ausläuft und den Strand möglichst wenig angreift. Durch die Überneigung des oberen Teiles sollen die Wellen vollständig zurückgeworfen werden. Krey [12] stimmt dem nicht zu, da gerade an dem flachen Deckwerke die Welle die größte Geschwindigkeit des rückfließenden Wassers erzeuge und dadurch das Material von dem Fuße fortführe, während sich bei steilen Uferdeckwerken,

falls die mit ihnen gleichlaufenden Strömungen wirksam verhindert würden, sehr oft ganz leichtes Material in der Ecke von Böschungsfuß und Strand finde, das dort dem Wellenschlage entzogen sei. Das Überneigen der Mauerkrone über die Lotrechte hinaus stelle eine unnütze Kraftvergeudung dar. Würde die einfache Böschung am Fuße höher hinauf, vielleicht sogar bis zur Krone, geführt werden, dann würde das Deckwerk einfacher, billiger und nicht schlechter werden. — Dieser Beurteilung ist nur hinsichtlich der Überneigung der Mauerkrone beizupflichten, wenn auch nicht wegen der »unnützen Kraftvergeudung«, sondern wegen der schädlichen, von unten nach oben wirkenden Wellenstoßkraft, die es ratsam erscheinen läßt, vergleiche die Stoßkraftmessungen Fig. 720, alle Vorsprünge, die den von unten nach oben wirkenden Wellenstößen ausgesetzt sind, zu vermeiden.

Zusammenfassend ist zu bemerken, daß die bei den Dünenschutzwerken an der Nordsee gemachten Erfahrungen dreierlei lehren: einmal sollen die Werke genügend tief nach unten und genügend hoch nach oben sich erstrecken, sodann ist das Auflaufen der Brandungswelle nicht zu erleichtern, sondern zu erschweren, und endlich ist Holz- und Strauchwerk nur in solch tiefer Lage zu verwenden, daß es dauernd durchnäßt bleibt.

Schutz der Halligen. Die den Wellenangriffen ausgesetzten Uferstrecken der nordfriesischen aus bestem Boden bestehenden wertvollen Marschinseln oder Halligen sind nach Figuren 798 und 799 durch ein Granitpflaster geschützt, dessen Fuß in der Regel gegen eine Pfahlwand abgestützt ist. Die dem Ufer vorgelagerten Wattflächen sind durch vorspringende Schutzwerke gesichert, die nach Figuren 799a und b als

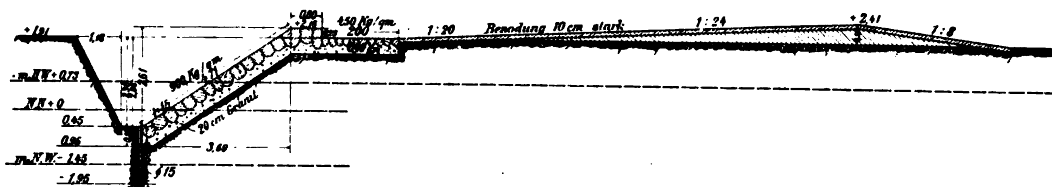


Fig. 798. Normalprofil der Steindecke.

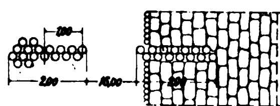


Fig. 799a.

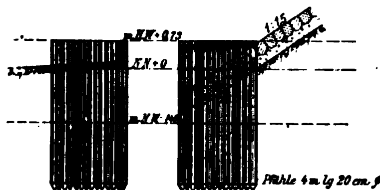


Fig. 799b.

Fig. 799a, b. Pfahlbuhne.

Buschlahnung.

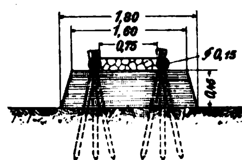


Fig. 800a. Querschnitt.

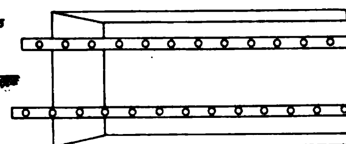


Fig. 800b. Aufsicht.

Pfahlbuhnen oder nach Figuren 800a und b als Strauchbuhnen, sogenannte Lahnungen, ausgebildet sind. Durch den lotrechten Absatz hinter der Pflasterkrone, Fig. 798, wird bei Hochfluten ein Wasserpolster gebildet, das die Oberfläche wirksam gegen die Angriffe des überschlagenden Wassers schützt. Die dargestellten Werke sind am westlichen Ufer der Hallig Oland, Fig. 801, vergl. auch Fig. 819a, ausgeführt.

Deckwerke aus Eisenbeton. Es gibt keine Bauten, bei denen jede anfängliche, wenn auch im Beginne noch so unbedeutende und örtlich begrenzte Beschädigung so verhängnisvolle Folgen hat wie bei den dem Wellenschlage ausgesetzten. In der Tat gibt es keine angreifende Kraft, die so erbarmungslos schwache Stellen eines Uferbaues oder Verstöße gegen gewisse technische Grundsätze aufdeckt wie der Wellenschlag. Dabei ist nicht nur der unmittelbare Stoß der brandenden Welle die gefährliche angreifende Kraft, sondern auch noch die nach dem Auflaufen der brandenden Welle entstehende Rückströmung, der sogenannte »Sog«, der aus den Öffnungen der Uferdecke das Unterbettungsmaterial herauszuwaschen bestrebt ist und dadurch der Uferdecke im Laufe der Zeit an einzelnen Stellen ihre feste Unterlage raubt, so daß sie schließlich versackt und der gänzlichen Zerstörung durch nachfolgende Sturmfluten mehr oder minder entgegengeführt wird.

Zwar sucht man diesen Angriffen dadurch zu begegnen, daß man die Fugen des Böschungspflasters gehörig mit scharfkantigen Steinsplittern auszwickt. Die Erfahrung hat aber gezeigt, daß durch den unaufhörlich wirkenden Wellenschlag die Fugenverzwickung mit der Zeit doch gelockert wird, bis sie schließlich dem unmittelbaren Wellenschlage nicht mehr widerstehen kann. Sie wird endlich ganz herausgeschlagen, der Untergrund wird der auswaschenden Wirkung des Rückstromes ausgesetzt, das feste Gefüge der Steindecke geht verloren, einzelne Steine werden fortgeschlagen. Wird der dann entstandene Schaden nicht sofort beseitigt, dann greift die Zerstörung schnell um sich.

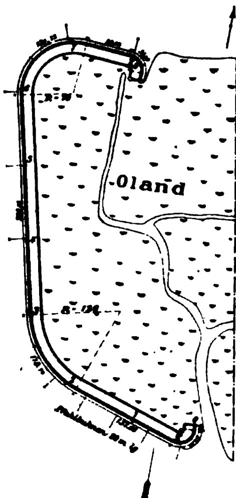


Fig. 801.

Das Mittel, die zu schützende Böschungsfläche durch eingerammte Pfahlreihen in einzelne Felder zu zerlegen, hat sich nicht bewährt, vielmehr verhindern die Pfähle den guten Verband der Steine, so daß sie das Eintreten der Beschädigung befördern, ohne ihre weitere Ausdehnung — entgegen vielfach verbreiteter Meinung — zu verhindern. Denn wenn ein Feld von seinen Steinen entblößt ist, so wird es von den Wellen übermäßig angegriffen, indem diese gegen den senkrecht vortretenden Rand des nächsten Feldes oberhalb schlagen und den Grund vor diesem auskolken. Es entstehen dann so bedeutende Vertiefungen, daß die oberen Pfähle ihren Halt im Boden verlieren und damit das von ihnen unterhalb eingefaßte Feld der Zerstörung preisgeben.

Auch ein Verstreichen der Fugen mit hydraulischem Mörtel vermag auf die Dauer einem starken Wellenschlage nicht zu widerstehen. Indem dann die Steindecke in Bewegung gerät, zerbricht der Mörtel und löst sich ab. Würden aber bei weniger starkem Wellenschlage die Mörtelfugen dicht bleiben, dann kann durch den nunmehr entstehenden hydrostatischen, von unten nach oben wirkenden Überdruck die ganze Decke gehoben werden, wobei einzelne Steine sich lösen und herausgedrückt werden.

Ein weiterer Feind der künstlichen Uferböschungen ist der Frost, da in den oberen Schichten des Untergrundes das eingedrungene Wasser beim Gefrieren sich ausdehnt und beim Schmelzen wieder einen geringeren Raum einnimmt. Hierdurch wird der Untergrund gelockert und zu Bewegungen veranlaßt, die der aufgelegten Böschungsdecke nachteilig werden.

Aus diesen Erfahrungen ergeben sich die folgenden Anforderungen an eine dem Wellenschlage ausgesetzte Uferdeckung.

1. Sie soll wasserdurchlässig und doch so dicht gefügt sein, daß die Einwirkungen des Rückstromes auf den Untergrund mit Sicherheit verhindert werden.

2. Sie soll keinen starren Baukörper bilden, vielmehr eine gewisse Beweglichkeit aufweisen, die aber ihren Zusammenhang nicht schädlich beeinflussen darf.

3. Sie soll so schwer sein, daß auch der größte vorkommende hydrostatische Auftrieb sie nicht heben kann.

4. Sie soll behufs ihrer Besichtigung an allen Stellen leicht zugänglich und begehbar sein.

5. Sie muß bis in die frostfreie Tiefe hinabreichen.

6. Sie muß aus Baustoffen bestehen, die den chemischen und physikalischen Einwirkungen des Seewassers auf die Dauer widerstehen.

7. Ihre Kosten müssen möglichst gering ausfallen.

Es ist nun dem Ingenieur R. de Muralt gelungen, eine diesen Anforderungen entsprechende Böschungsbekleidung herzustellen [11]. Sie besteht, Fig. 802a bis c, aus Eisenbetonbalken, zwischen denen Eisenbetonplatten liegen. Die Balken sind T-förmig gestaltet und greifen mit ihren Flanschen über die Ränder der Platten, so daß diese lose eingeschlossen werden, ohne auf den Balken zu ruhen. Alle Platten liegen also voneinander getrennt und sind zwischen den Balken wie in Bilderrahmen eingeschlossen. Die Bewehrung des Balkennetzes greift aber überall ineinander, so daß, wenn die Umrahmung an irgendeiner Stelle emporgehoben würde, die Platten liegen bleiben würden. Andererseits drückt die Umrahmung die Platten fest auf die Grundlage, da sie einen größeren Flächeneinheitsdruck ausübt als die Platten. Die Rahmenbalken werden in geeigneten Abständen mit einer Ausdehnungsfuge versehen, die nachträglich mit Zementmörtel oder Asphalt ausgefüllt wird. Alles Betonwerk wird unter Benutzung sehr einfacher Holzformen auf der Grundlage selbst festgestampft. Die technischen Vorteile dieser Bauart liegen also darin, daß die Böschung aus vielen voneinander unabhängigen Platten besteht, die sich einigermaßen zwischen den T-förmigen Balken bewegen können. Zugleich bewirkt aber die T-Form, daß die Unterlage gänzlich abgeschlossen ist, so daß ein Ausspülen des Bodens nicht möglich ist. Die T-Balken reichen so tief in den Boden, daß auch dieser in Fächer zerlegt und ein schädliches Auffrieren des Bodens verhindert wird. Endlich ist noch hervorzuheben, daß die treppenförmige Abstufung der Böschung nicht nur ihre Begehbarkeit erleichtert, sondern vor allem auch die Kraft der auflaufenden Wellen teilweise zerstört, so daß diese weniger hoch hinauflaufen. Gleichzeitig wird durch die Treppenform die Geschwindigkeit des Rückstroms infolge der Wegeverlängerung vermindert und der Angriff auf den Untergrund ermäßigt. Wegen aller weiteren Einzelheiten wird auf [11] verwiesen.

Diese bisher in Holland ausgeführten »Balkenböschungen«, die sämtlich im Bereiche des Flutwechsels liegen, haben sich bereits zehn Jahre hindurch ausgezeichnet bewährt, insbesondere auch die heftigem Wellenangriffe ausgesetzten. Die Balkenböschung eignet sich ganz besonders als Dünenschutzwerk und bei Seedeichen für die über der Halbtidelinie liegende Böschung.

Bei den Bauten auf der Insel Schouwen besteht die Betonböschung

a) für täglich durch Seewasser bespülte und bei Stürmen sehr stark angegriffene Böschungen aus:

3 Zement, 1 Traß, 5 Sand und 8 Kies,

b) für Böschungen, die täglich durch Seewasser bespült, jedoch heftigen Angriffen bei Sturm entzogen sind, aus:

2 Zement, $^2/_3$ Traß, 5 Sand, 7 Kies,

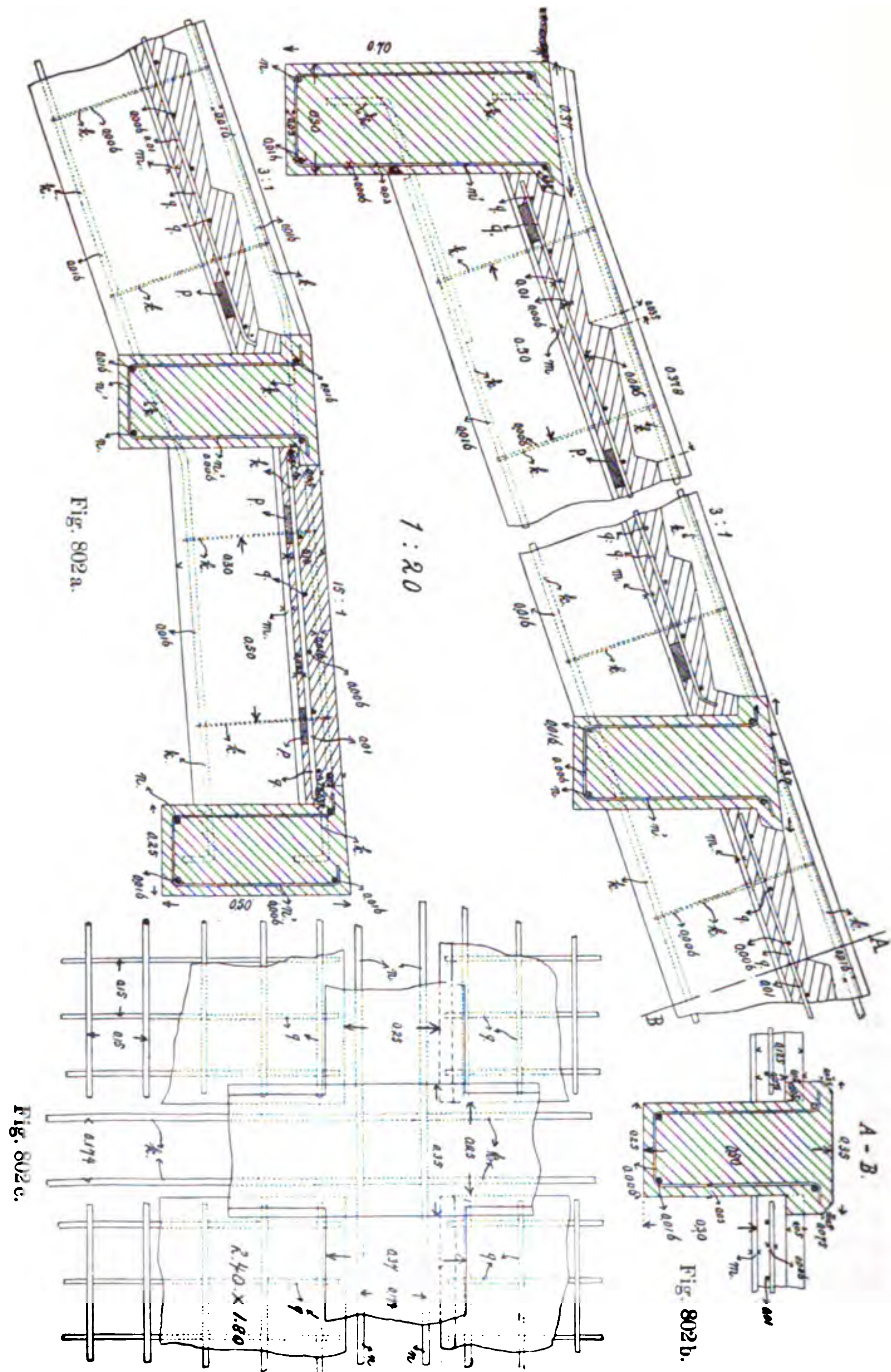


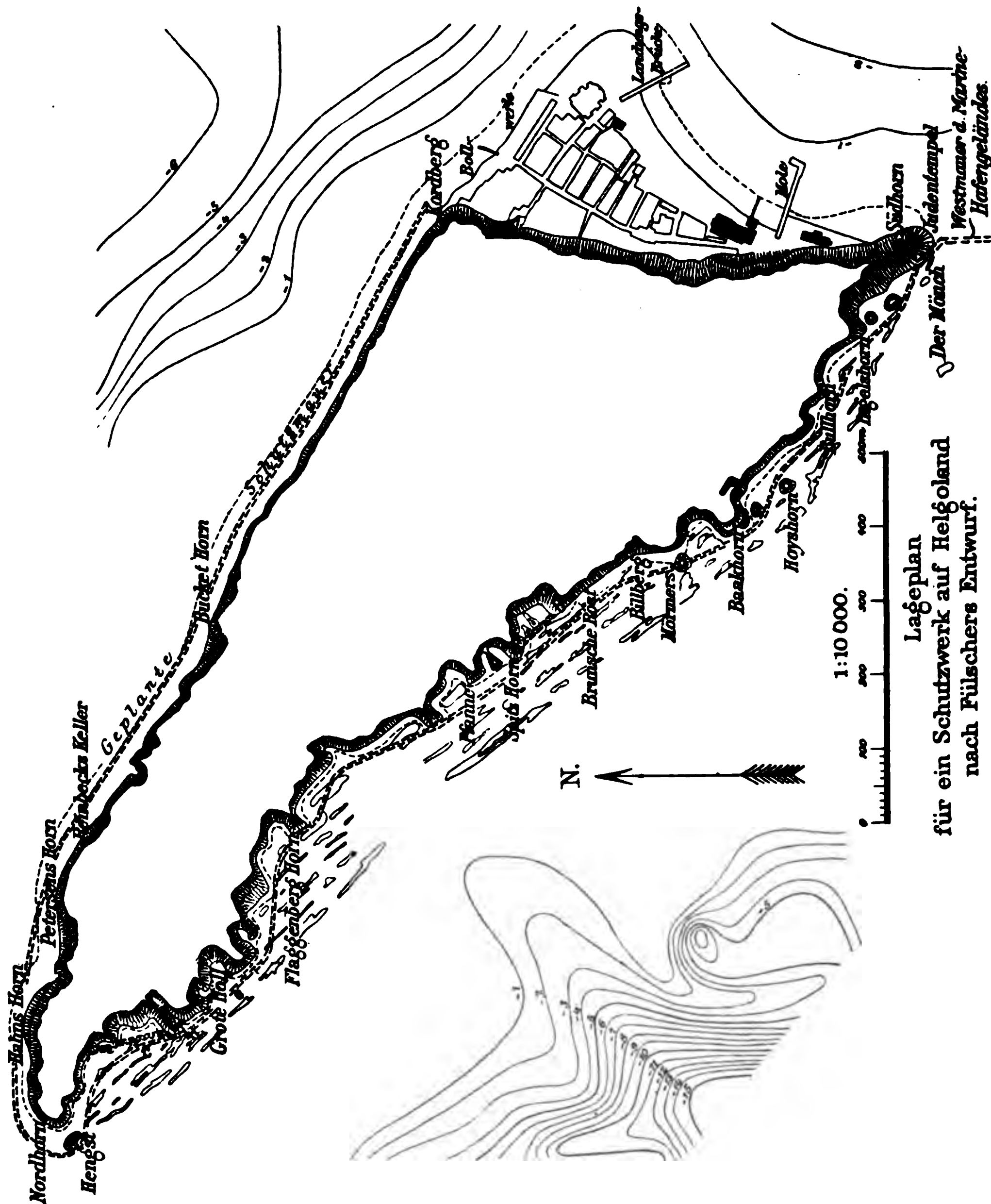
Fig. 802 a.

Fig. 802 b.

Fig. 802 c.

c) für Böschungen über Hochwasser, die nur dann und wann durch Seewasser bespült werden, aus:

1 Zement, $^1/_3$ Traß, 3 Sand, 4 Kies.



Lageplan für ein Schutzwerk auf Helgoland nach Fülschers Entwurf.

Fig. 803.

Wenn auch der Traßzusatz in süßem Wasser in Wegfall kommen kann, so wird er doch stets von Vorteil sein, weil durch ihn der Mörtel verbessert wird.

Man benutzte für alle Böschungen sehr feinen Kies, für Seedeichböschungen scharfen Flußsand, für Dünenfußböschungen den an Ort und Stelle liegenden Dünensand.

Man hat übrigens inzwischen andere Mischungsverhältnisse für besser befunden und angewendet, z. B. in Hoorn an der Zuidersee, und zwar für die Platten

2 Zement, 1 Traß, 5 Flußsand, 7 Flußkies,

und für die Balken

3 Zement, 1,5 Traß, 5 Flußsand, 8 Flußkies.

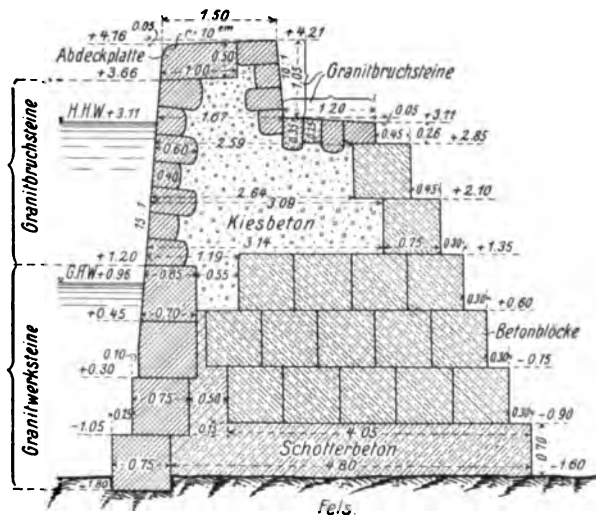


Fig. 804. Baugrund zwischen — 2,18 und — 1,30.

Auch hier wurde, wie auf der Insel Schouwen, der Beton mit Seewasser angemacht, weil man damit bei allen früheren Bauten gute Erfahrungen gemacht hatte.

Schutzmauer für die Helgolander Felseninsel [8]. Nach den Vorschlägen Fülschers, der die Insel nach Fig. 803 mit einer sie umschließenden Mauer schützen wollte — nur die anlandende Ostküste bedarf keines Schutzes gegen Abbruch — wird nunmehr die dem stärksten Abbruche ausgesetzte Südwest- und Nordseite der Insel mit einer Schutzmauer umgeben, deren Querschnitte aus den Figuren 804 bis 806 ersichtlich sind.

Fülscher wies auf die Notwendigkeit hin, insbesondere auch die nördliche Inselspitze zu erhalten, da diese (vergl. Fig. 757) als Teil der durch die Felseninsel gebildeten natürlichen Schutzwand gegen die von Westen kommenden höchsten Sturm-

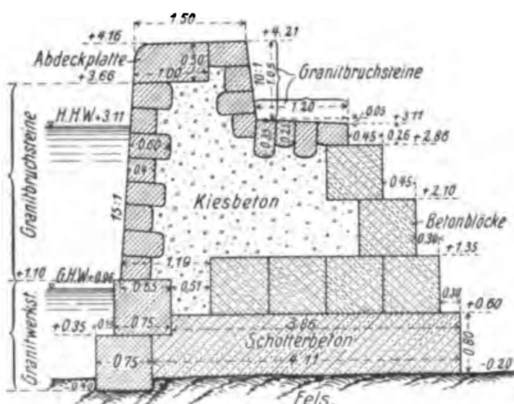


Fig. 806. Baugrund zwischen — 0,55 und + 0,27.

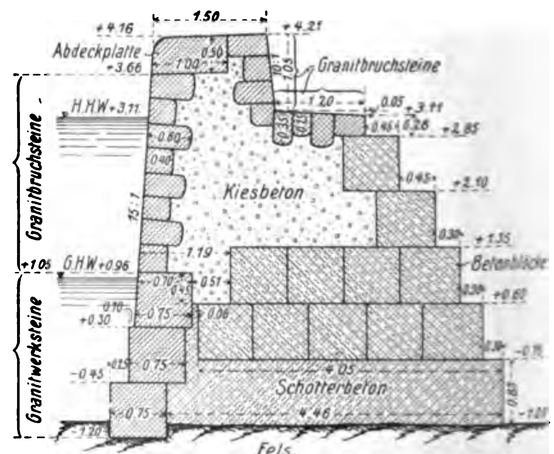


Fig. 805. Baugrund zwischen — 1,30 und — 0,55.

fluten für den Bestand der Düne von großem Werte ist. Die in einem gewissen Abstande vom Fuße der Felswand erbaute Mauer soll den Fuß des Felsens gegen den Angriff der Meereswellen schützen und die Fortspülung des von der Felswand abstürzenden Gesteins (Buntsandstein) verhindern. Da die Felswände bei ihrer Verwitterung

sich unter einer Neigung von etwa 1 : 0,8 abböschen, so muß die Schutzmauer, damit sich zwischen ihr und dem Felsen eine solche natürliche Böschung ausbilden kann, um etwa zwei Fünftel bis zur Hälfte der Felsenhöhe vom Fuße der Felswand abstehen, Fig. 807. Diesem Gesichtspunkte wird bei der jetzigen Ausführung unter gleichzeitiger Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse Rechnung getragen. Der Mauerquerschnitt ist als ein durchaus zweckmäßiger anzuerkennen. Selbstverständlich genügt hier das parallele Schutzwerk der Mauer allein, da bei der felsigen Beschaffenheit des Strandes eine Sicherung desselben durch vorspringende Werke nicht in Frage kommt.

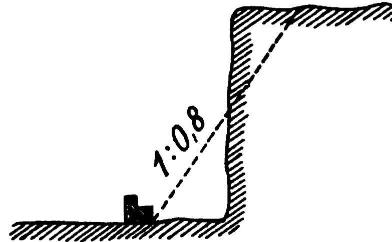


Fig. 807.

E. Sicherung und Ausbildung der Dünen (Dünenbau).

Der fortwährende Wechsel in der Größe und Richtung der einen Strand angreifenden äußeren Kräfte verursacht dessen Unregelmäßigkeiten. Je unregelmäßiger aber ein Strand in seiner Linienführung, Breite und Höhenlage gestaltet ist, um so mehr wird er bei Sturmfluten ein Raub der Wellen, um so größer wird die Sandführung der Küstenströmung, um so mehr werden die die Fahrstraße zu den Häfen bildenden Flußmündungen, falls sie von der Küstenströmung getroffen werden, durch Barrenbildung verschlechtert werden. Die Sandführung der Küstenströmung erfährt bei hohen Sturmfluten ganz besonders einen Zuwachs durch das Abschwemmen wilder Dünenstriche. Es ist daher eine der wichtigsten Aufgaben des Küstenschutzes, auf eine möglichst gleichmäßige Ausbildung des Strandes hinzuwirken und das Abschwemmen der natürlichen Dünen zu verhindern. Das wird erreicht durch die Bildung einer sogenannten Vordüne, die in möglichst schlanker Linienführung, in möglichst wagerechtem Verlaufe ihrer Krone und ihres seeseitigen Fußes sowie in einer den Hochfluten tunlichst entzogenen Höhenlage, also in einem gewissen Mindestabstande von der Strandlinie, anzulegen ist. Durch die Vordüne werden auch die hinter ihr liegenden natürlichen Dünen, die, wie bereits hervorgehoben wurde, den wirksamsten und natürlichsten Küstenschutz abgeben, gegen die Angriffe der See geschützt. Solange diese Dünen durch Bepflanzung und Aufforstung nicht festgelegt sind, bedrohen sie das hinter ihnen liegende Kulturland, indem sie unter dem Einflusse der an der Küste vorherrschenden Seewinde landeinwärts »wandern«. Es ist Aufgabe der »Dünenkultur«, die natürlichen Dünen festzulegen: eine Aufgabe, die in das Arbeitsgebiet des Forstmannes fällt und daher hier nicht zu behandeln ist. Der Ingenieur aber arbeitet dort dem Forstmanne vor, wo nur in dem Schutze einer von ihm auszubildenden Vordüne die Festlegung der Naturdüne durch Bepflanzung möglich ist.

Der durch die Vordüne gebildete Schutzwall ist zunächst den Angriffen der See ausgesetzt und kann daher auch bei schweren Sturmfluten teilweise weggespült werden. Die Vordüne bezahlt dann gleichsam mit ihrem Dasein ihre Aufgabe, die hinter ihr liegende Düne eben während solcher Sturmfluten vorübergehend zu schützen, ist es doch geradezu ihr Zweck, wie Germelmann zutreffend sagt, zum Teil der See zeitweilig zum Opfer zu fallen. Die Natur selber baut sie aber wieder auf, und der Ingenieur hat hierbei nur geringe Nachhilfe zu leisten, wenn er den Fingerzeigen der

Natur mit Verständnis folgt, d. h. wenn er den vom Strande her anwehenden Sand an künstlichen Hindernissen auffängt und festhält.

Je nach der Durchlässigkeit und Biegsamkeit dieser Hindernisse gestaltet sich die Sandablagerung verschieden: Fig. 808 zeigt eine solche vor einer festen dichten, Fig. 809 bei einer festen durchlässigen Wand und Fig. 810 bei einem Strauch, also einem biegsamen durchlässigen Hindernisse. Als Sandfangzäune eignen sich erfahrungsgemäß am besten niedrige bis 0,70 m hohe biegsame Zäune aus Strauch oder Rohr. Sie sind etwa zur Hälfte durchlässig und zur anderen Hälfte dicht, mit anderen Worten: das Verhältnis von Strauch zu Zwischenraum ist etwa gleich 1 : 1. Sie müssen so hoch liegen, daß die auflaufenden Sturmflutwellen keinen zu großen Schaden an der durch sie gebildeten Vordüne anrichten können. An der Ostsee werden sie daher auf dem Strande etwa 1,5 bis 2,0 m über Mittelwasser aufgestellt. Das ergibt bei einer größten Strandneigung von 1 : 20 einen Abstand der Fangzäune von der Uferlinie gleich etwa 30—40 m. An der Nordsee sollte der Fuß der Vordüne mindestens über dem gewöhnlichen Hochwasser liegen, besser aber ist es, ihn 1 m höher oder gar in sturmflutfreier Höhe zu legen. Bei einer Neigung des Strandes von 1 : 50, einer Flutgöße von 4 m bei Sturmflut und einem Ansteigen der Wellen von 1 m würde sich der Abstand der Vordüne von der Niedrigwasserlinie oder die Strandbreite bei Niedrigwasser gleich 250 m ergeben.

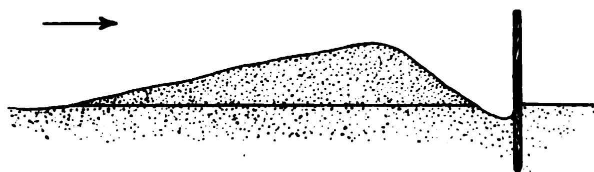


Fig. 808.



Fig. 809.

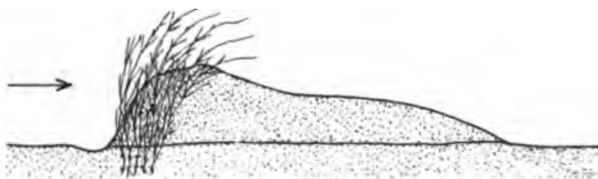


Fig. 810.

Auf schmalem Strande vor hohen Steilufern wird es nur ausnahmsweise gelingen, Vordünen zu ziehen, weil hier der Sand durch die auflandigen Winde der Wand entlang getrieben, also von den Zäunen nicht aufgefangen wird.

Auch hohe Wälder hinter schmalem Strande hemmen aus dem gleichen Grunde die Bildung von Dünen.

Die zu bildende Vordüne soll möglichst niedrig, in ihrer Grundfläche aber möglichst breit werden, ihre Böschungen sind also sehr flach anzulegen. Dadurch wird ihre Standsicherheit gegen Wellen- und Windangriffe möglichst groß. Die flache Neigung der Außenböschung, etwa 1 : 8, begünstigt ihre Anreicherung durch anwehenden Sand und befördert dadurch das Anwachsen der Düne nach der Höhe und Breite. Die Binnenböschung ist bei der Anlage mit etwa 1 : 3 zu wählen.

Nach Gerhardt [9] genügt an der Ostsee für die erste Anlage der Vordüne eine Kronenhöhe von 6 m über Mittelwasser, also von 4 m über dem auf etwa 2 m über

Mittelwasser angesetzten Fuß der Vordüne. An der Nordsee ist je nach den örtlichen Verhältnissen des Strandes eine Kronenhöhe von 6—8 m erforderlich.

Die Figuren 811 bis 818 stellen die verschiedenen Zustände beim Bau einer neuen Vordüne dar. Die 0,7 m hohen Fangzäune werden in 2 m Abstand errichtet, Fig. 811. Sie werden im Frühjahr gesetzt, weil in den Monaten April, Mai und Juni das Sandwehen am stärksten zu sein pflegt. Sind die Zäune versandet, Fig. 812, dann werden zwei neue Zäune auf der Krone der Versandung errichtet und zwar, so wie die ersten, mit genau wagerechter, mit einer Gartenschere zu bewirkender Abgleichung, Fig. 813. Nach der während des Sommers sich bildenden Versandung der zweiten Strauchzaunreihe, Fig. 814, wird im Herbst Sandgras, auch in möglichst großer Breite auf dem Strande, gepflanzt, Fig. 815, das den vom Strande anwehenden Sand festhält

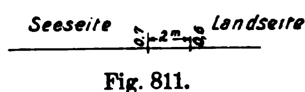


Fig. 811.

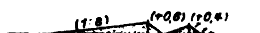


Fig. 812.



Fig. 813.

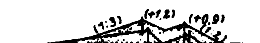


Fig. 814.

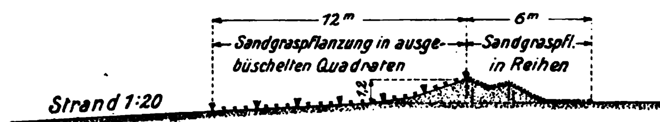


Fig. 815.

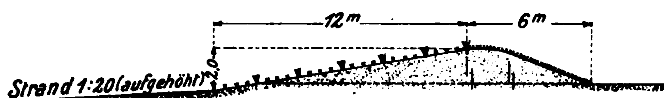


Fig. 816.

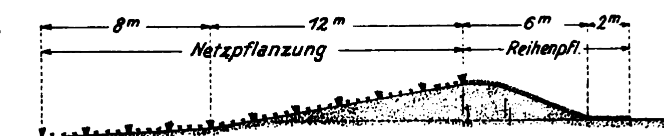


Fig. 817.

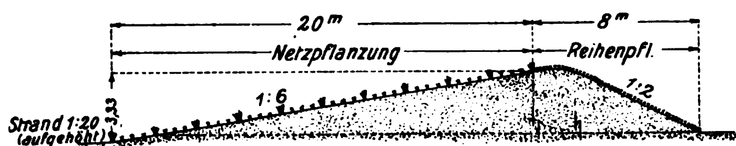
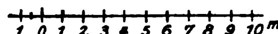


Fig. 818.



und zur Erhöhung der Vordüne beiträgt. Im Frühjahr des folgenden Jahres weist die Vordüne etwa den Querschnitt der Fig. 816 auf. Nunmehr wird, Fig. 817, die Sandgraspflanzung verbreitert. Durch den Sandflug des zweiten Jahres erhält die Vordüne ihre fertige Ausbildung, Fig. 818. Bei mangelhaftem oder ungünstigem Sandfluge, bei Sturmflutschäden oder auch bei nicht rechtzeitigem Beginn der Arbeiten kann sich übrigens die Ausbildung der Vordüne um ein bis zwei Jahre verzögern.

Die Vordünen sind auf das sorgfältigste zu unterhalten. Alle durch Wind und Wasser verursachten Beschädigungen sind unverzüglich zu beseitigen. Insbesondere ist darauf zu achten, daß sich auf der Krone keine schroffen Erhöhungen und Vertiefungen ausbilden. Die ersteren verstärken zwischen sich den Wind und veranlassen

Einrisse oder sogenannte Windkehlen. Solche Erhöhungen oder Kuppen bilden sich dort, wo einzelne Weidenbüschel sich ansiedeln, die als Sandfänger wirken.

Die Einrisse oder furchenartigen Auswehungen entstehen auch dort, wo das Sandgras eingegangen ist. Solche Stellen, Blößen genannt, sind sofort aufs neue mit Sandgras zu bepflanzen. Tiefere Einrisse, wie Windkehlen, werden am besten mit quergestellten Strauchzäunen verbaut. Auch zur Ausbesserung der am Fuße der Vordünen auftretenden Seeschäden dienen Sandgraspflanzungen und Strauchzäune. »Beim Dünenbau«, sagt Germelmann [10], »gilt der Wahlspruch Beharrlichkeit. Nichts darf den Dünenbauer davon abhalten, das zum Teil zerstörte Werk sofort wieder aufzubauen.«

F. Beförderung der Marschbildung.

Bei der künstlichen Aufhöhung der Wattflächen kommt es vor allem darauf an, das schlickhaltige Flutwasser auf ihnen möglichst zur Ruhe zu bringen und seinen Wiederablauf bei eintretender Ebbeströmung tunlichst so zu gestalten, daß die mit jeder Flut herangetragenen Schlickmassen in möglichst großer Menge auf den Wattflächen zur Ablagerung gelangen. Da somit die aufzuhöhenden Wattflächen tunlichst als Klärbecken wirken sollen, so kann man solche auf ihnen bilden durch Zäunungen oder Buhnen. Die Einzelausbildung kann dann so sein, daß auf den niedrigen Watten Flechtzäune senkrecht gegen das Ufer gezogen werden, die zwar bei heftigem Seegange Beschädigungen und auch wohl gänzlichen Zerstörungen ausgesetzt, aber auch billig wiederherzustellen sind. Sie mäßigen die Bewegung des Wassers und befördern dadurch den Niederschlag des schwebend dem Wasser beigemengten Schlammes oder Schlicks. Hat mit seiner Erhöhung das Watt eine gewisse Dichtigkeit erlangt, dann werden, wiederum winkelrecht zum Ufer, in Abständen von etwa 7,5 m, flache Gräben, Grippen genannt, von 1,5 m Breite und 0,3 bis 0,5 m Tiefe in Längen bis zu etwa 300 m ausgehoben. Der Bodenaushub wird zwischen ihnen möglichst gleichmäßig ausgebreitet. In den Grippen sollen sich die tonigen Teilchen aus dem Wasser niederschlagen. Sie sind daher an ihrem unteren Ende geschlossen, stellen somit langgestreckte flache Klärbecken dar, die in kurzer Zeit verschlammen oder aufschlicken. Der Schlick wird alsdann ausgehoben und zur weiteren Erhöhung der zwischenliegenden Flächen verwendet. Dieser Vorgang wird im Jahre etwa drei- bis viermal wiederholt.

In der holländischen Provinz Seeland werden, wie G. Hagen [13] mitteilt, auf dem Watt in Abständen von 20 bis 30 m senkrecht gegen das Ufer flache, 0,3 bis 0,5 m hohe und seitlich unter 1 : 3 bis 1 : 4 abgeböschte Erddämme aufgeworfen, die gegen den Wellenschlag eine leichte Strohbestickung erhalten. Die einzelnen Felder zwischen den Dämmen werden an ihren unteren Enden durch eine Faschinenlage abgeschlossen, die von drei Flechtzäunen gehalten wird. Die ihre Wipfelenden dem Ufer zukehrenden Faschinen verhindern das Abfließen des dünnen Schlammes, der sich in ihnen fängt.

Läßt man die Gräben an ihrem unteren Ende offen und sie möglichst in tiefere Rillen des Watts ausmünden, erleichtert man also — im Gegensatze zu den vorerwähnten Verfahren — ihre Entleerung bei Ebbe, dann trocknet der in ihnen abgesetzte Schlamm besser aus, lagert sich fester ab und ist so den fortspülenden Angriffen der mit der folgenden Flut etwa auftretenden Wellen entzogen.

Sobald das Watt bis auf etwa halbe Fluthöhe angewachsen ist, stellt sich der Pflanzenwuchs von selbst ein, der nunmehr das fernere Anwachsen des Watts außerordentlich beschleunigt.

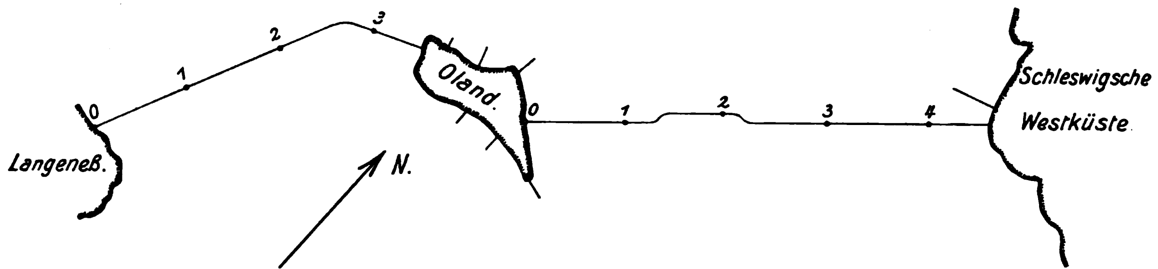
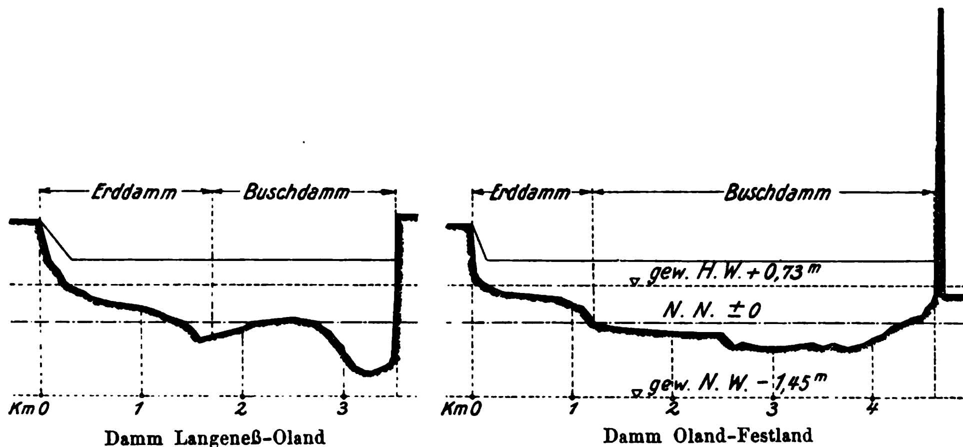


Fig. 819a. Lageplan der Dämme.



Damm Langeneß-Oland

Damm Oland-Festland

Fig. 819b. Längenschnitt der Dämme.

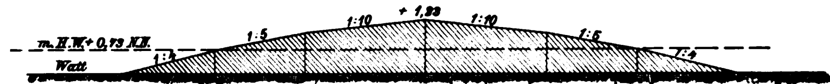


Fig. 820. Querschnitt des Erddammes.

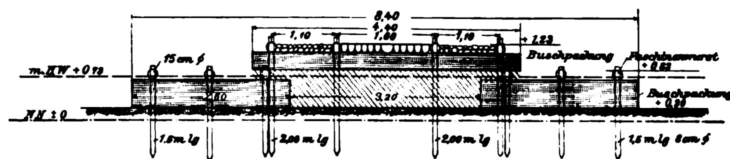


Fig. 821. Querschnitt von km 1,750—1,850 und 3,500—3,521.

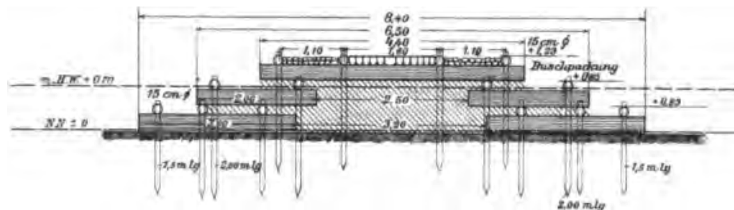


Fig. 822. Querschnitt von km 1,850—2,800.

Das Watt bleibt sich jetzt selbst überlassen und muß sich selbst überlassen bleiben, da nunmehr jeder Versuch einer künstlichen Beförderung des ferneren Anwuchses nicht nur erfolglos, sondern sogar schädlich sein würde, wie es überhaupt bei all den genannten Arbeiten besonders wichtig ist, den natürlichen Pflanzenwuchs nicht zu stören.

In sehr wirksamer Weise wird in neuester Zeit die Marschbildung zwischen den Halligen und der schleswigschen Westküste durch Dammbauten befördert.

Figuren 819 bis 824 bringen die betreffenden Anlagen zur Aufschlickung der Wattflächen zwischen den Halligen Langeneß und Oland, sowie zwischen Oland und dem Festlande. Die Figuren bedürfen keiner besonderen Erläuterung.

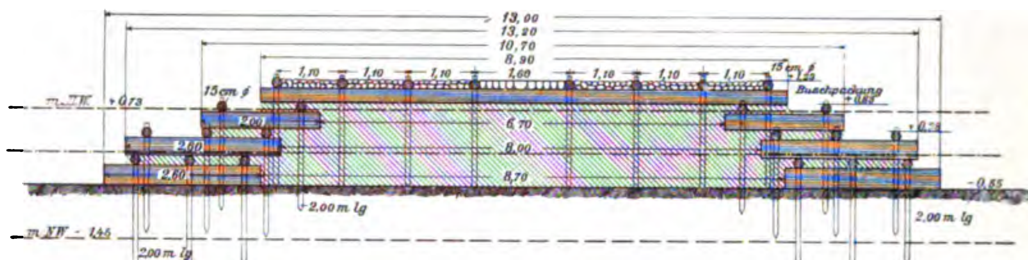


Fig. 823. Querschnitt von km 2,800—3,240 und 3,430—3,500.

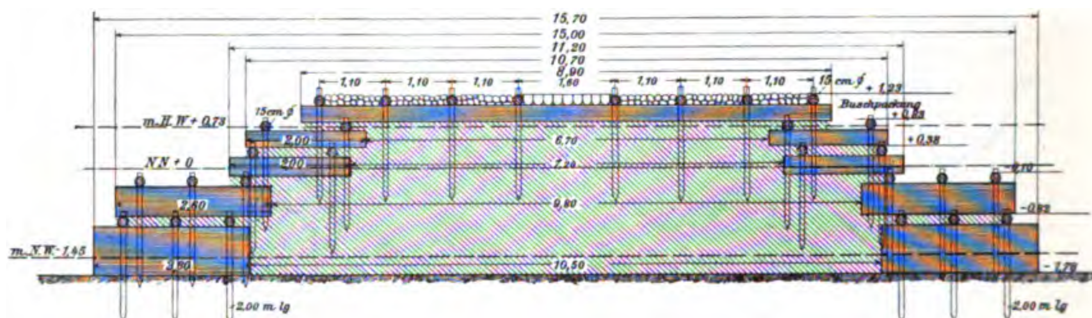


Fig. 824. Querschnitt von km 3,240—3,430.

II. Abschnitt.

Deiche.

A. Flußdeiche.

§ 1. Anordnung der Deiche.

Deiche sind seitlich der Flüsse erbaute Erddämme, die das Eindringen des Hochwassers in die hinter ihnen liegenden Niederungen verhindern, das Hochwasser »kehren« sollen. Sie schützen die Niederungen vor den Beschädigungen durch Überflutung und Überströmung, machen sie für den ungestörten Getreidebau nutzbar, verbessern sie in ihrer Entwässerung und machen sie bewohnbar.

Die Eindeichung dient aber lediglich der Landeskultur und ist kein Mittel zur Regelung der Flüsse, welche durch sie mehr geschädigt als gefördert wird, wie bereits im dritten Teile hervorgehoben wurde.

Sollen Deiche einen vollkommenen Schutz gegen Überschwemmungen herbeiführen, dann müssen sie an wasserfreies Gelände angeschlossen werden, sie heißen dann geschlossene Deiche, im Gegensatze zu offenen Deichen, die als Flügeldeiche, s. w. u., schädliche Überströmungen verhindern sollen.

Winterdeiche, auch Hauptdeiche oder Banndeiche, schützen gegen die höchsten Anschwellungen bei offenem Wasser, die bei uns im Frühjahr bei der Schneeschmelze einzutreten pflegen.

Sommerdeiche werden dagegen von diesen höchsten Frühjahrsanschwellungen überströmt und schützen die Niederungen nur gegen das kleinere, bei unseren Flachlandströmen in der Regel im Sommer eintretende, Hochwasser. Sie sollen nur das Sommergetreide und die Heuernte sichern. Sie kommen meistens nur bei großer Breite des zwischen den Hauptdeichen und dem Flusse liegenden Vorlandes vor, d. h. zusammen mit diesen, selten allein.

Die hinter den Deichen liegende Niederung heißt Binnenland, sie liegt binnendeichs, das flußseitig vor den Deichen befindliche Vorland liegt außerdeichs.

Weiter werden unterschieden:

Schaardeiche oder Gefahrdeiche, Fig. 825. Das sind Deiche, die hart an das Mittelwasserufer herantreten, eines eigentlichen Vorlandes entbehren, schaar liegen, und daher besonders gefährdet sind.

Rück- oder Rückstaudeiche, Fig. 826, die im Anschlusse an den Hauptdeich das Hochwasser der Nebenflüsse kehren.

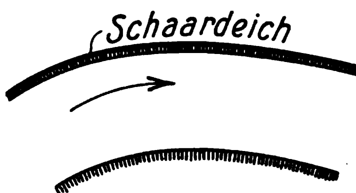


Fig. 825.

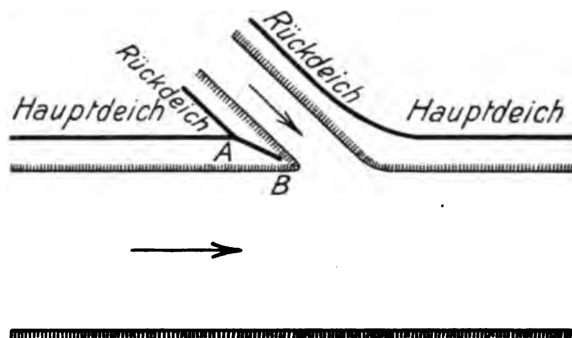


Fig. 826.

Flügeldeiche, Fig. 827, sind kurze gleichfalls an den Hauptdeich angeschlossene, bis zur Höhe des natürlichen Geländes sehr flach abfallende und in dieses auslaufende Deiche. Sie werden erstens angelegt, um den Verheerungen der Überströmung dort vorzubeugen, wo der Fluß zwischen niedrigen Ufern stark gekrümmt ist. Das ausufernde Hochwasser, Fig. 827, folgt der geradlinigen Richtung des stärksten Gefälles, erhält dadurch eine große Geschwindigkeit und bedeckt das Gelände nicht nur mit Sand und Gerölle, sondern kann auch einzelne Löcher und zusammenhängende Einrisse im Gelände hervorrufen. Das soll der Flügeldeich AB verhindern. Er muß aber von A nach B flach abfallen, um Auskolkungen vor B zu verhindern, und geht dadurch zum großen Teil seiner Wirkung verloren. Zweitens finden sich wohl Flügeldeiche AB, Fig. 826, dort, wo eine tunlichst spitzwinklige Vereinigung der Hochwässer eines Haupt- und Nebenflusses angestrebt wird.

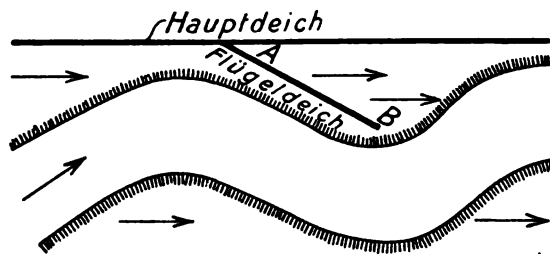


Fig. 827.

Binnendeiche oder Querdeiche zerlegen bei sehr langen Niederungen die eingedeichte Fläche in einzelne Teile.

Ringdeiche umschließen einzelne Ortschaften oder Ansiedlungen einer eingedeichten Niederung.

Schlafdeiche endlich sind aufgegebene alte und durch neue Deiche ersetzte Deiche.

Die durch einen geschlossenen Winterdeich geschützte Fläche, die meistens nicht nur verschiedenen Besitzern, sondern auch zu verschiedenen Gemeinden gehört, heißt **Polder**. Die zur Unterhaltung dieses Deiches verpflichtete Genossenschaft heißt der **Deichverband**, auch wohl die **Deichschau**, wenn auch mit letzterem Ausdrucke eigentlich nur die gemeinschaftliche Besichtigung des Deiches bezeichnet wird.

Bei dem Entwerfen einer geschlossenen Hauptdeichanlage handelt es sich, nachdem die Wirtschaftlichkeit des Unternehmens festgestellt ist, um die Wahl der Deichlinie, um die Bestimmung der dem Deiche zu gebenden Höhe und seines Querschnittes sowie um seine bauliche Ausbildung.

Wahl der Deichlinie. Der Deich ist so zu führen, daß zwischen ihm und dem gegenüberliegenden Deich oder, falls dieser fehlen sollte, dem gegenüberliegenden hochwasserfreien Ufer die größte Wassermenge gefahrlos abfließen kann, und daß er gegen Beschädigungen möglichst geschützt liegt.

Zur Bestimmung der Breite zwischen den Deichen ist aus den vorliegenden Pegelaufzeichnungen der Höchststand und das Wasserspiegelgefälle J des größten bekannten offenen Hochwassers zu ermitteln, sowie der diesem Hochwasser entsprechende vorhandene Abflußquerschnitt als Mittel aus den Querschnittaufnahmen der einzudeichenden Strecke festzulegen.

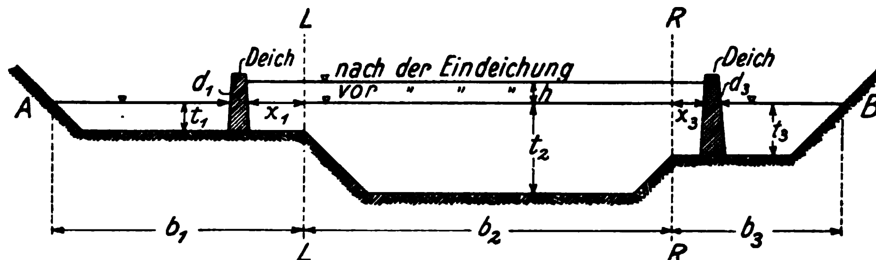


Fig. 828.

Es sei, Fig. 828, AB der Wasserspiegel dieses gemittelten Hochwasserquerschnittes, der durch die Lotrechten LL und RR in drei Teilquerschnitte zu zerlegen ist. Sind die mittleren Abflußgeschwindigkeiten in diesen Teilquerschnitten, von links nach rechts, v_1, v_2 und v_3, dann ist die gesamte Abflußmenge mit den Bezeichnungen der Fig. 828

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = b_1 t_1 v_1 + b_2 t_2 v_2 + b_3 t_3 v_3 = F_1 v_1 + F_2 v_2 + F_3 v_3.$$

Durch die Eindeichung werden dem Wasserabflusse entzogen die Flächen

$$\varDelta F_1 = [b_1 - (x_1 + d_1)]\, t_1 \quad \text{und} \quad \varDelta F_3 = [b_3 - (x_3 + d_3)]\, t_3.$$

Es muß daher in der eingedeichten Strecke der Wasserspiegel um ein gewisses Maß h ansteigen. h läßt sich mit genügender Genauigkeit aus der Bedingung berechnen, daß die Wassermenge, die vor der Eindeichung durch die Fläche $\varDelta F_1 + \varDelta F_3$ floß, nach der Eindeichung durch die Fläche $(b_2 + x_1 + x_3)h$ abfließen muß. Es ist erlaubt und genügend, hierbei die weitere Annahme zu machen, daß die mittleren Geschwindigkeiten in diesem oberen, durch die Lotrechten LL und MM zerlegten, Flächenstreifen $\frac{5}{4}$ mal so groß sind als die mittleren Geschwindigkeiten der unter ihnen liegenden Flächenanteile des alten Querschnittes. Das führt zu der einfachen Beziehung

$$\varDelta F_1 v_1 + \varDelta F_3 v_3 = \frac{5}{4} h (x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3).$$

Man nehme nun für x_1 und x_3 probeweise gewisse Werte an und berechne mit Hilfe der vorstehenden Gleichung h aus

$$h = \frac{4(\Delta F_1 v_1 + \Delta F_3 v_3)}{5(x_1 v_1 + b_2 v_2 + x_3 v_3)}.$$

v_1, v_2 und v_3 sind mit einer Geschwindigkeitsformel zu berechnen, und zwar ist

$$v_1 = c_1 \sqrt{t_1 J}; \quad v_2 = c_2 \sqrt{t_2 J}; \quad v_3 = c_3 \sqrt{t_3 J},$$

wo c_1, c_2 und c_3 zweckmäßigerweise nach Hermanek zu bestimmen sind.

Das Ergebnis ist dahin zu prüfen, ob, mit Rücksicht auf den durch die Eindeichung oberhalb bewirkten Aufstau und die durch die Vergrößerung der Wassertiefe eintretende Vergrößerung der Geschwindigkeit, der mit den angenommenen x-Werten berechnete Wert h noch zulässig ist. Ist letzteres nicht der Fall, dann ist die Rechnung mit einem größeren Werte $x = x_1 + x_3$ zu wiederholen.

Zahlenbeispiel.

Es sei, Fig. 828, gegeben:

$$b_1 = 300 \text{ m}; \quad b_2 = 300 \text{ m}; \quad b_3 = 100 \text{ m}.$$
$$t_1 = 0{,}81 \text{ m}; \quad t_2 = 5{,}76 \text{ m}; \quad t_3 = 1{,}44 \text{ m}.$$
$$J = 0{,}0004.$$

Dann ist nach Hermanek

$$c_1 = 28; \quad c_2 = 52{,}7; \quad c_3 = 37{,}0$$

und

$$v_1 = 28\sqrt{0{,}81 \cdot 0{,}0004} = 0{,}50 \text{ m},$$
$$v_2 = 52{,}7\sqrt{5{,}76 \cdot 0{,}0004} = 2{,}52 \text{ m},$$
$$v_3 = 37\sqrt{1{,}44 \cdot 0{,}0004} = 0{,}89 \text{ m}.$$

Es sei nun für die Lage der Deiche angenommen

$$x_1 = 60 \text{ m} \quad \text{und} \quad x_3 = 40 \text{ m}.$$

Ferner seien die mittleren Stärken der Deiche

$$d_1 = d_3 = 8{,}0 \text{ m}.$$

Somit wird

$$\Delta F_1 = (300 - 68) \cdot 0{,}81 = 187{,}92 \text{ qm},$$
$$\Delta F_3 = (100 - 48) \cdot 1{,}44 = 74{,}88 \text{ qm}.$$

und

$$h = \frac{4(187{,}92 \cdot 0{,}50 + 74{,}88 \cdot 0{,}89)}{5(60 \cdot 0{,}5 + 300 \cdot 2{,}52 + 40 \cdot 0{,}89)} = \frac{642{,}4}{4108{,}0} = 0{,}156 \cong 0{,}16 \text{ m}.$$

Zur Prüfung der Richtigkeit des Ergebnisses sind die sekundlichen Durchflußmengen vor und nach der Eindeichung zu berechnen, die annähernd die gleichen sein müssen.

Durchflußmenge vor der Eindeichung:

$$Q = 300 \cdot 0{,}81 \cdot 0{,}5 + 300 \cdot 5{,}76 \cdot 2{,}52 + 100 \cdot 1{,}44 \cdot 0{,}89 \cong 4604{,}0 \text{ cbm}.$$

Durchflußmenge **nach** der Eindeichung:

$$Q = 60 \cdot 0{,}97 \cdot 30 \cdot \sqrt{0{,}97 \cdot 0{,}0004} + 300 \cdot 5{,}92 \cdot 53 \cdot \sqrt{5{,}92 \cdot 0{,}0004}$$
$$+ 40 \cdot 1{,}6 \cdot 38 \cdot \sqrt{1{,}6 \cdot 0{,}0004} = 4645{,}0 \text{ cbm}.$$

Tatsächlich tritt auch in der eingedeichten Strecke eine Steigerung der sekundlichen Höchstwassermenge ein, da in Folge der Eindeichung der Fassungsraum der eingedeichten Strecke gegen früher ein geringerer geworden ist.

Die neue Hochwassergeschwindigkeit im Stromschlauche wird

$$v_2 = 53\sqrt{5{,}92 \cdot 0{,}0004} = 2{,}58 \text{ m, gegen } 2{,}52 \text{ m}$$

vor der Eindeichung: die Geschwindigkeitsvergrößerung ist daher unbedenklich.

Nimmt die Hochwassermenge zu, dann muß auch die Deichweite zunehmen. Bedingen es die örtlichen Verhältnisse, daß die Deiche in schärferen Krümmungen geführt werden müssen, dann empfiehlt es sich, die Deichweite daselbst entsprechend zu vergrößern. Im übrigen sollen die Deichlinien möglichst geringe Krümmungen erhalten, also nicht den Krümmungen des eigentlichen Flußschlauches sondern der schlankeren Strömungsrichtung des ausufernden Hochwassers folgen. Das bedingt eine Annäherung an die Krümmungsscheitel der Hohlufer und ein Abrücken von den Scheiteln der vorspringenden Ufer. Zwischen dem Scheitel des Hohlufers bei Mittelwasser und dem Deiche ist aber eine genügende Vorlandbreite zu lassen, damit der Deichkörper daselbst nicht schaar zu liegen komme. Die Belassung einer gewissen Vorlandbreite ist auch deshalb nützlich, weil tunlichst dem Vorlande der Boden für den Bau und die Unterhaltung der Deiche entnommen werden sollte. Die Erhaltung der Vorlandbreite durch gehörige Deckung der abbrüchigen Uferstrecken ist daher durchaus erforderlich.

Die Deiche sollen möglichst einander parallel verlaufen. Plötzliche Erweiterungen und Verengungen des Hochwasserquerschnittes begünstigen die Eisstopfungen, die deshalb für die Deiche besonders gefährlich sind, weil sie ein Überlaufen der Deiche und damit ihre Zerstörung veranlassen können.

Unter Beachtung aller dieser Gesichtspunkte und zugleich der örtlichen Anforderungen, die nur zu häufig zu jenen in Widerspruch stehen, wird man nach Möglichkeit die Deichlinie über festen Boden führen, da schlechter, weicher, sumpfiger Boden ein Versinken des Deichkörpers bewirken kann und jedenfalls die Bau- und Unterhaltungskosten erhöhen wird. Größere Ortschaften, auch wohl einzelne besonders wertvolle Gehöfte sind binnendeichs zu lassen, wenn das auch eine ungünstige Führung der Deichlinie bedingt. Sumpfige Stellen und namentlich tiefe Kolke sind tunlichst außendeichs zu lassen, da ihre Lage binnendeichs den Bestand der Deiche gefährdet.

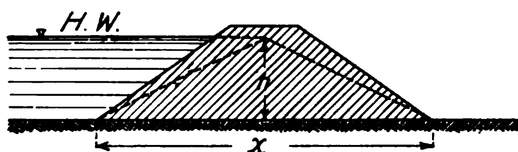


Fig. 829.

Querschnitte der Deiche.

Allgemeines. Bei der Bemessung des Deichquerschnittes sind folgende Kräfte zu berücksichtigen:

1. Der Wasserdruck. Bezeichnet, Fig. 829,

x die Breite des Deichfußes in m,

h die Höhe des Außenwassers über diesem in m,

dann ist, wie im Vierten Teile, II. Abschnitt, B, nachgewiesen, Sicherheit gegen Gleiten vorhanden, wenn

$$x \geqq 4h.$$

Außer der Verschiebung des Deiches auf seiner Unterlage kann der Wasserdruck noch bewirken:

Ein Versinken des Deiches in den nicht tragfähigen Untergrund: dem ist dadurch vorzubeugen, daß durch Verbreiterung des Deichfußes die Einheitspressung auf den Untergrund verkleinert wird.

Eine Durchquellung des Deiches: ihr ist durch Verwendung möglichst undurchlässigen Bodens entgegenzuwirken. Steht nur rein sandiger Boden zur Verfügung, dann ist in der Mitte des Deichkörpers ein Tonkern anzuordnen, oder aber, was vorzuziehen ist, die Außenböschung aus wasserundurchlässigem Boden herzustellen. Besonders zu achten ist auf innige Verbindung zwischen dem geschütteten Deichkörper und dem gewachsenen Boden.

2. Die Strömung des Wassers. Sie ist besonders gefährlich bei schaar liegenden Deichen an Hohlufern und während des Eisganges. Es ist dann die Außenböschung zu sichern durch eine möglichst flache Neigung, gute Rasenabdeckung oder auch durch Pflasterung.

3. Der Wellenschlag. Ihm ist durch eine flache und gut befestigte Außenböschung zu begegnen.

4. Der Überlauf des Wassers infolge von Eisstopfungen. Da sich die mögliche Höhe des Aufstaues oberhalb einer Eisversetzung jeder Vorausberechnung entzieht, so kann bestenfalls das Überlaufen eines Deiches nur verhindert werden durch seine im letzten Augenblicke auszuführende vorübergehende Aufhöhung oder Aufkadung. Der Erfolg einer solchen ist aber sehr unsicher, weshalb solche Deichstrecken, die erfahrungsgemäß der Gefahr des Überschlagenwerdens ausgesetzt sind, tunlichst flache und gegebenenfalls gut befestigte Binnenböschungen erhalten sollten.

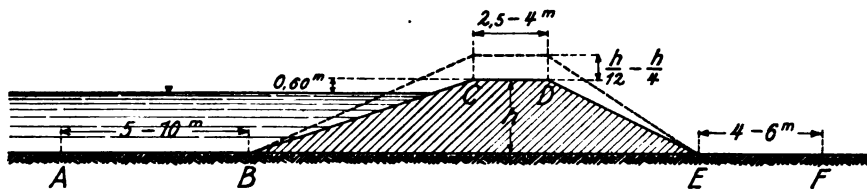


Fig. 830.

5. Die Gänge der Tiere. Um insbesondere die schädlichen Maulwürfe fernzuhalten, darf zur Herstellung des Deichkörpers keine Gartenerde verwendet werden.

Auch das Bepflanzen des Deichkörpers mit Bäumen und Sträuchern ist schädlich, weil die Wurzeln zu unterirdischen Gängen und Durchquellungen Veranlassung geben können. Das gilt namentlich von den Wurzeln der Bäume, weil diese vom Winde hin und her bewegt werden und dabei durch ihre Wurzeln die Erde auflockern.

Querschnitt der Winterdeiche, Fig. 830.

Benennungen: AB = Außenberme
BC = Außenböschung,
CD = Deichkappe oder Deichkrone,
DE = Binnenböschung,
EF = Binnenberme.

Die Deichkappe ist 0,6 bis 1,5 m über den höchsten Wasserstand bei offenem Wasser zu legen. Da der fertige Deich sich sackt oder setzt, so ist die Schüttung mit einer gewissen Überhöhung auszuführen, deren Maß von der Deichhöhe, der Beschaffenheit der Deicherde und des Untergrundes und der Art der Ausführung abhängt, vergl. die gestrichelten Linien in Fig. 830. Eine richtige Schätzung der Überhöhung ist ebenso schwierig wie wichtig und in jedem einzelnen Falle besonders zu bewirken, wenn nötig mit Hilfe einer Probeschüttung. Die Deichkappe ist so breit anzulegen, daß der Deich

befahrbar ist. Die letztere Bedingung ist im Interesse der Deichverteidigung, siehe später, auch dann zu erfüllen, wenn der Deich nicht zugleich als Verkehrsweg dienen soll. Je nach diesen Anforderungen wird eine Kronenbreite von etwa 2,5 m bis 4,5 m zu wählen sein. Der Krone gibt man, wie einer Straße, eine schwache Wölbung, oder ein einseitiges Quergefälle nach außen, flußwärts. Diese letztere Anordnung ist der ersteren vorzuziehen, weil bei ihr der höchste Rücken am meisten geschützt ist und bei hohem Eisgange von den sich aufschiebenden Eisschollen am wenigsten angegriffen wird.

Da für die Standsicherheit und Widerstandsfähigkeit des Deiches die Außenböschung wichtiger ist als die Binnenböschung, so ist sie flacher als diese anzulegen. Für den Bestand des Deiches ist es wichtig, zu beiden Seiten je einen Schutzstreifen, die Berme, freizulassen, die, damit sie die erforderliche Festigkeit erhalte und bewahre,

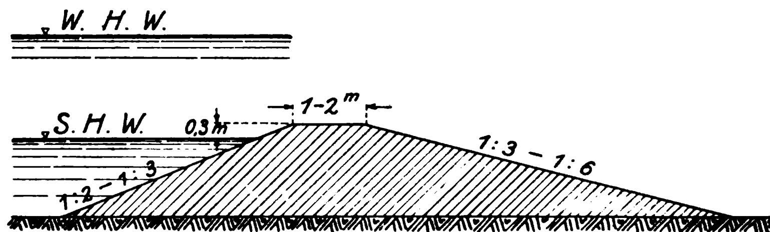


Fig. 831.

nur als Wiese oder Weide, nicht als Ackerland benutzt werden darf. Die zuweilen diese Bermen begrenzenden Gräben sind als schädlich nicht zu empfehlen, indem der Außenbermegraben der Gefahr einer Vertiefung durch die Hochwasserströmung unterworfen ist, die eine Gefährdung des Deichkörpers bedingen könnte, und der Binnen-

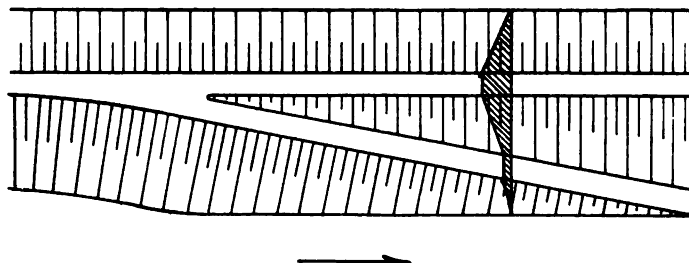


Fig. 832.

bermegraben, namentlich wenn er in wasserdurchlässigen sandigen Untergrund eingeschnitten ist, die Durchquellungen unter dem Deich in unerwünschtem Maße begünstigen könnte. Die Binnenberme bildet zur Zeit der Deichverteidigung einen sehr willkommenen Zufuhrweg zu den gefährdeten Deichstellen und eignet sich, da im Schutze des Deichkörpers liegend, besonders auch als öffentlicher Verkehrsweg.

Querschnitt der Sommerdeiche, Fig. 831.

Da sie vom höchsten Wasser überschlagen werden, so ist ihre Binnenböschung tunlichst flach auszubilden und gegebenenfalls, falls eine solche Maßnahme sich wirtschaftlich lohnen würde, unter Abtreppung abzupflastern.

Zu einem Deiche gehören noch die Anfahrten oder Deichrampen, die nach Fig. 832 mit einer Steigung von etwa 1 : 12 an die Böschung angeschüttet werden,

nicht aber eingeschnitten werden dürfen, weil sie dann den Deichkörper schwächen würden.

Endlich können örtliche Verhältnisse die Ermöglichung eines größeren Verkehrs quer über den Deich hinüber erheischen. Das bedingt dann Anrampungen normal zur Deichlinie, von denen die außendeichs liegenden den Hochwasserquerschnitt einschränken und überdies, als Buhnen wirkend, den stromabwärts anschließenden Teil des Deiches gefährden: beides um so mehr, je höher sie sind. Es empfiehlt sich daher,

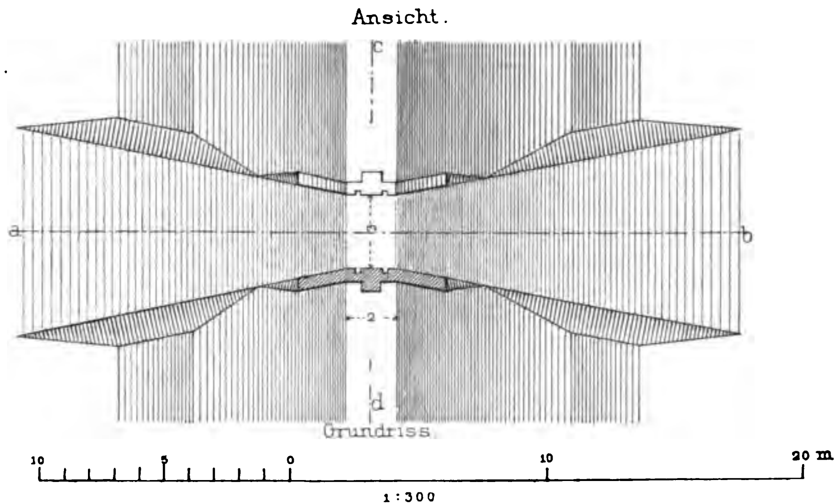


Fig. 833a.

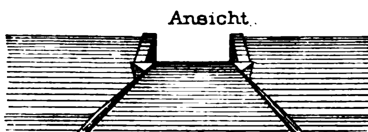


Fig. 833b.

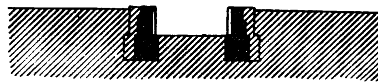


Fig. 833d. Querschnitt *c d*.

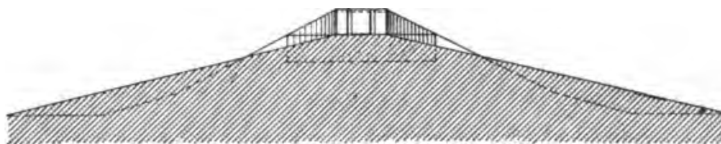


Fig. 833c. Querschnitt *a b*.

die Anrampungen nur bis etwa zur halben Deichhöhe hinaufzuführen und im Deichkörper eine entsprechende Lücke oder Durchfahrt auszusparen, die zur Zeit des Hochwassers mit Dammbalken sorgfältig abzuschließen ist. Die Figuren 833 bis 836 zeigen nach [14] solche Deichdurchfahrten in Deichen am Niederrhein. Bei der Überführung der 14 m breiten Chaussee, Fig. 834a und b, ist diese Breite an zwei Stellen durch je zwei Mittelpfosten in drei Felder zerlegt, die jedes für sich durch Dammbalken verbaut werden, welche in die Nuten der Mittelpfosten eingelegt werden. Die hölzernen Mittelpfosten werden, Fig. 835, in eiserne Röhren eingesetzt.

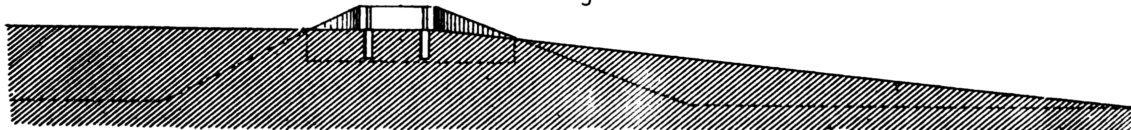


Fig. 834b. Querschnitt *a—b*.

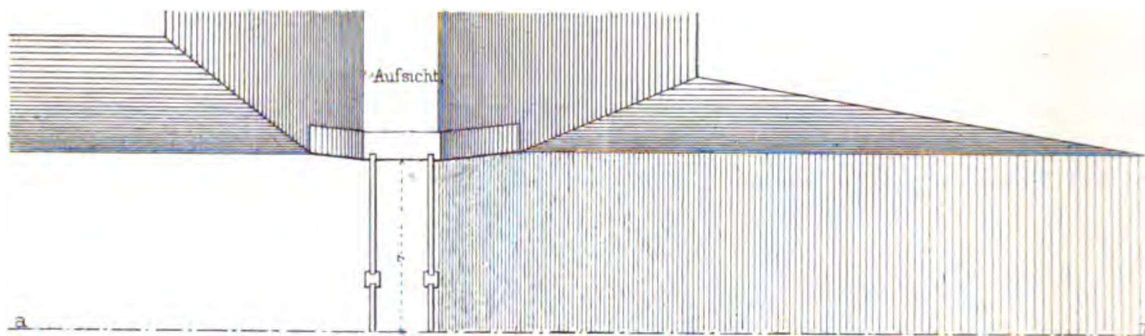


Fig. 834a.

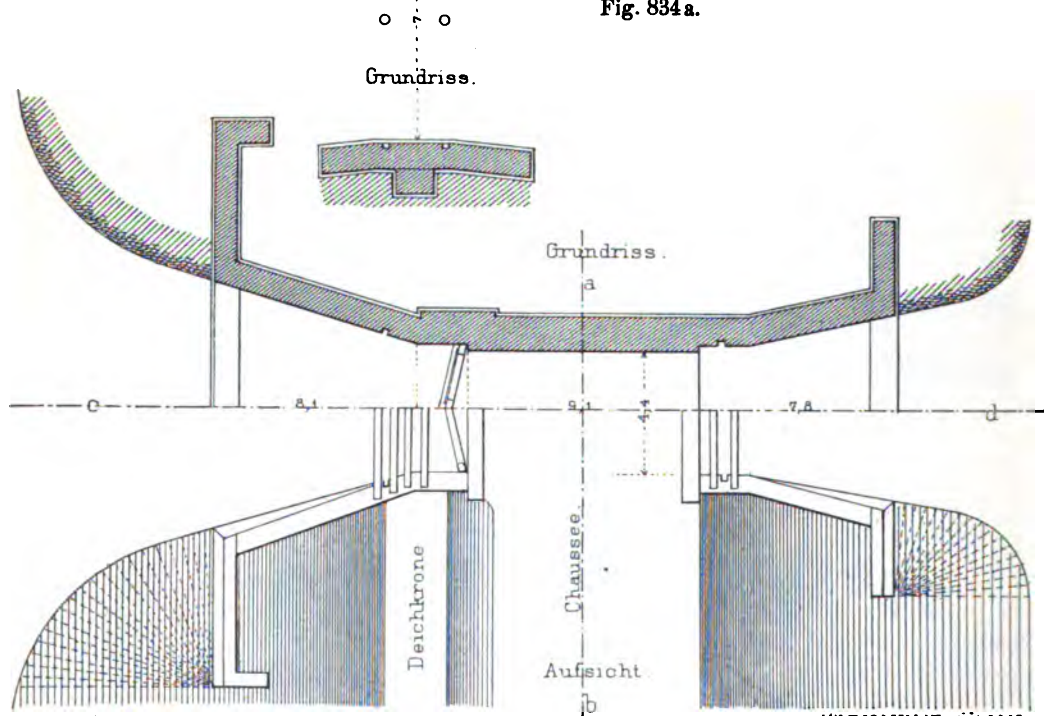




Fig. 835. Mittelpfosten 1:30.

Fig. 836.

§ 2. Ausführung der Deiche.

Die für die Ausführung der Deiche maßgebenden Regeln sind die gleichen wie die, welche im Vierten Teile, II. Abschnitt, B für die Herstellung der Staudämme ausführlich dargelegt worden sind, so daß auf das dort Gesagte hinsichtlich der Vorbereitung der Deichunterlage, der erforderlichen Eigenschaften des Schüttbodens und der

Schüttung selbst verwiesen werden kann. Der geeignete Boden findet sich meistens auf dem Vorlande, dessen oberste Schicht aus fettem, wasserundurchlässigem Schwemmboden zu bestehen pflegt. Er wird dort nach Fig. 837 so gewonnen, daß einzelne flache Quergruben, auch Pütten genannt, ausgehoben werden, die bei jedem Hochwasser um so mehr wieder verlanden, als die zwischen ihnen stehenbleibenden Rücken ihre lebhafte Durchströmung verhindern, so daß sie beim Zurückgehen des Hochwassers, als Klärbecken wirkend, den von diesem herbeigeführten Schlamm auffangen. Ist geeigneter Boden in nicht genügender Menge zu erhalten, dann muß man den Deichkörper aus Sandboden herstellen und ihn durch Abdeckung seiner Außenböschung mit fettem wasserundurchlässigem Boden wasserdicht machen. Die Entnahme des Bodens aus der fetten Deckschicht der einzudeichenden Niederung ist unzulässig, da diese Schicht sich nach der Eindeichung nicht wieder bildet und die eingedeichte Niederung, nunmehr ihrer wasserundurchlässigen Schutzdecke beraubt, der Versumpfung entgegengeführt wird.

Die Oberfläche des Deiches wird in der Regel durch Rasen gesichert; die den Angriffen der Strömung, des Wellenschlages und des Eises besonders ausgesetzten Außenböschungen der Schaardeiche sind abzupflastern.

Wird eine Verstärkung von alten Deichen notwendig, dann ist sie durch Anschüttung an die Außenböschung, nicht etwa an die Binnenböschung, zu bewirken, da nur jene eine innige Verbindung mit dem alten Deichkörper unter der Mitwirkung des hydrostatischen Hochwasserdruckes einzugehen vermag. Es versteht sich von selbst, daß zuvor der Rasen der alten Außenböschung sorgfältig abzustechen ist. Er wird dann zur Bekleidung der neuen Böschung wieder verwendet. Da aber hierbei der Deich sich nicht zu sehr dem Flußufer nähern darf, so ist dieses, namentlich bei schmalem Vorlande, gegen etwaigen Abbruch gehörig zu sichern.

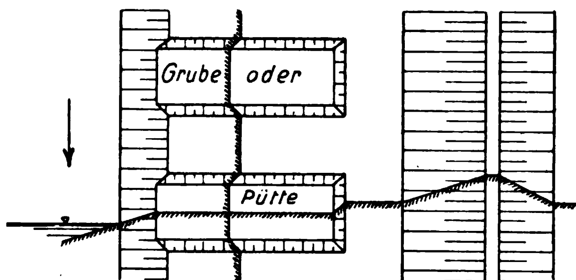


Fig. 837.

§ 3. Unterhaltung der Deiche.

Die Unterhaltung des Deiches umfaßt die Instandhaltung der ihn schützenden Rasendecke, des Deichkörpers selbst und des Vorlandes. Der Rasen ist mehrmals im Jahre abzumähen und von Unkraut freizuhalten. In trockener Jahreszeit ist ihm das Beweiden durch Pferde und Hornvieh nur nützlich, da dabei die Rasendecke fester wird. Wunde, aufgerissene Böschungsstellen sind sorgfältigst und unverzüglich nach ihrer Auffindung auszubessern, Gebüsche oder gar Bäume auf dem Deichkörper sind nicht zu dulden. Zur Sicherung des Deiches gehört aber in erster Linie die Sicherung seines Vorlandes durch gehörige Befestigung des dieses begrenzenden Ufers, falls letzteres ohne eine Befestigung abbrechen würde.

Bei Hochwasser sind alle Maßregeln vorzubereiten, die zur etwaigen Verteidigung besonders gefährdeter Deichstrecken erforderlich werden können. Dazu gehört die rechtzeitige Herbeischaffung der zur Sicherung des Deiches erforderlichen Materialien, wie Strauchwerk, Pfähle, Bretter, Dünger, Sand- und Tonsäcke usw.

Bei Eisstopfungen gerät der Deich in die Gefahr, überlaufen zu werden, da seine Höhe nur nach dem höchsten eisfreien Wasserstand bemessen ist. Er muß dann auf

der Strecke oberhalb der Eisstopfung noch in letzter Stunde vorübergehend aufgehöht oder aufgekadet werden. Man errichtet zu dem Ende auf der Krone zwei niedrige Holzwände, zwischen die Kleiboden oder auch Dünger eingestampft wird, oder auch nur eine Bretterwand, die dann auf der Stromseite sich befinden muß, und gegen die binnenseits der Boden angeschüttet wird. Auch mit Sandsäcken oder besser noch durch mit Lehmboden gefüllte Säcke kann, falls die vorerwähnten Aufkadungen nicht rechtzeitig fertiggestellt werden können, in letzter Stunde die Deichkrone erhöht werden. Solche Erhöhungen wird man aber günstigstenfalls nur in etwa 50 bis 60 cm Höhe ausführen können. Bei solchen vorübergehenden Aufkadungen kommt es andererseits nur darauf an, das Überlaufen bis zur Lösung der Eisstopfung zu verhindern, die in der Regel bald eintritt, indem sie durch den vor ihr zunehmenden Wasserdruck befördert wird.

Wird aber die Aufkadung überschlagen, dann ist damit das Schicksal des Deiches besiegelt: ein überschlagener Deich ist ein verlorener Deich. Das durch das längere Zeit hindurch wirksam gewesene Hochwasser aufgeweichte Erdreich wird fortgespült, und in kürzester Zeit wird der ganze Deichkörper in oft beträchtlicher Länge fortgerissen, wobei sich an seinem Fuße tiefe Kolke bilden. — Steht das Hochwasser lange, so weichen die Deiche auf und beginnen an der Binnenseite zu lecken, d. h. es treten dann aus der Binnenböschung Quellen zutage. Die Quellenbildung wird begünstigt durch die Gänge der Maulwürfe und Mäuse, vor allem aber durch Verwendung ungleichartigen und nicht genügend gemischten Bodens, so daß an einzelnen Stellen reine Sandadern den Deichkörper quer durchziehen. Solange das herausquellende Wasser klar ist, ist keine Durchbruchgefahr vorhanden, sobald es aber trübe wird, ist eine solche recht nahegerückt, da dann das durchsickernde Wasser Bodenteilchen des Deichkörpers unaufhörlich mit sich reißt: die Wasseradern werden größer, die Hohlräume im Deichkörper nehmen zu, der Deich stürzt in sich zusammen und bricht durch, wenn es nicht noch in letzter Stunde gelingt, den gefährlichen Bewegungszustand in den ungefährlichen Ruhezustand überzuführen. Nun ist aber bei dahingehenden Versuchen keine Zeit zu verlieren. Es ist unmöglich, den Quellenaustritt zu verstopfen, da dann das Wasser an einer benachbarten Stelle durchbrechen würde. An sich richtiger würde es sein, den Ausgang der Quelle an der Außenböschung zu verstopfen. Dieser Ausgang ist aber, da unter Wasser liegend, in kurzer Zeit kaum aufzufinden. Anstatt daher mit solchen fast stets unnützen Versuchen die kostbare Zeit zu verlieren, ist es besser, von vornherein einen leichten Fangedamm rings um den Quellenaustritt binnendeichs bis zur Höhe des Außenwassers zu errichten. In dem Raume zwischen ihm und dem Deich sammelt sich das austretende Quellwasser an, bis durch den Gegendruck der aufgefangenen Wassersäule ein Gleichgewichtszustand herbeigeführt worden ist. Ein solcher Fangedamm, Quellkade genannt, kann aus einer Erdschüttung zwischen Holzwänden bestehen: seine Herstellung nimmt nur verhältnismäßig viel Zeit in Anspruch. Schneller zum Ziele führt ein ebenfalls sich an den Deichkörper anschließender Schutzwall aus Sandsäcken, falls letztere in hinreichender Anzahl an Ort und Stelle zur Verfügung stehen.

Die schaar liegenden Deiche sind insbesondere durch den Abbruch des ihren Fuß begrenzenden Flußufers gefährdet. Bricht das letztere und damit das schmale Vorland ab, dann verliert die Außenböschung ihren Stützpunkt und bricht zunächst unten und dann nach oben fortschreitend mehr und mehr ab, bis schließlich der Abbruch die Krone erreicht. Zeigt sich ein solcher Abbruch, Kappstürzung genannt, dann ist durch Senklagen oder andere Deckungen der weiteren Ausdehnung des Bruches zu begegnen. Das gelingt aber wegen des hohen Wasserstandes nur ausnahmsweise, vielmehr ist es die

Regel, daß solche Kappstürzungen den Bruch des Deiches nach sich ziehen. Andererseits wird häufig durch den Gegendruck des Hochwassers die übermäßig steil gewordene Außenböschung standfest erhalten und rutscht erst bei fallendem Wasser, sobald der Gegendruck abnimmt, nach. Man hat dann sofort nach dem Hochwasser die beschädigte und in sich versackte Deichstrecke unter sorgfältiger Deckung des Abbruchufers auszubessern.

Die während des Deichbruches möglichen Verteidigungsarbeiten beschränken sich darauf, die die Bruchstelle begrenzenden Stirnenden des Deiches durch Abdecken mit Faschinenlagen usw. gegen weiteren Abbruch zu sichern.

Beim Durchbruche selbst wird durch die Gewalt der dann entstehenden reißenden Strömung der Boden unter dem früheren Deiche und namentlich binnenseits von diesem bis zu erheblicher Länge und Tiefe ausgekolkt, wobei die ausgewaschenen und überwiegend unfruchtbaren Bodenmassen weithin auf die angrenzenden Fluren getragen werden und diese verwüsten.

Bei der Wiederherstellung eines durchbrochenen Deiches ist es am besten, den Kolk außendeichs zu lassen, also den neuen Deich landseitig um den Kolk herumzuführen. Diese Anordnung nennt man **Einlage**. Der nunmehr außendeichs liegende Kolk unterliegt der allmählich zunehmenden Verlandung durch das Hochwasser. Bei der sogenannten **Auslage** wird der Kolk binnendeichs gelassen, also der neue Deich auf der Flußseite um ihn herumgeführt. Eine solche Anordnung empfiehlt sich jedoch nicht, weil der binnendeichs verbleibende Kolk eine ständige Gefahr für den Deich bildet.

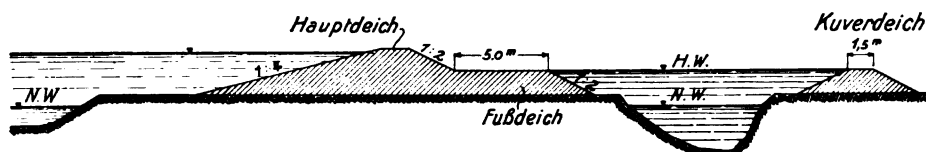


Fig. 838.

Jedenfalls ist er dann durch einen besonderen Deich, den sogenannten **Kuverdeich**, Fig. 838, der sich als **Fußdeich** an den Hauptdeich anschließt, einzudeichen. Der Kuverdeich ist mit besonderer Sorgfalt auszuführen, weil sein Durchbruch den Gleichgewichtszustand bei Hochwasser plötzlich aufheben und dadurch den Hauptdeich gefährden würde. Die Wiederherstellung des Deiches in seiner früheren Lage endlich bedingt eine Durchschüttung des Kolkes, der häufig bis zu 15 m tief ist, verursacht somit erhebliche Kosten und ist auch deshalb nicht zu empfehlen, weil die beiderseits vom Deiche verbleibenden großen Tiefen dessen Bestand gefährden.

§ 4. Folgen der Eindeichung für die Niederung.

Durch die Eindeichung werden die Niederungen den befruchtenden und auf ihre Erhöhung hinwirkenden Hochwasserüberschwemmungen entzogen, die sich nach der Eindeichung auf die Vorländer beschränken.

Die Niederung senkt sich durch Austrocknung, während die Erhöhung der Vorländer andauert. Dadurch wird die natürliche Entwässerung der Niederung, ihre **Vorflut**, verschlechtert und ihre künstliche Entwässerung in zunehmendem Maße notwendig. Bei lange andauerndem Hochwasser wird das Wasser des Flusses durch die durchlässige Bettsohle in den sandigen Untergrund hineingedrückt und tritt unter dem Überdrucke des Hochwassers als Grundwasser von unten nach oben dort in die eingedeichte Niederung ein, wo die oberste Anschwemmungsschicht ganz fehlt oder zu

durchlässig ist, oder wo Kolke und Gräben in den sandigen Untergrund eingeschnitten sind. Diesem Quellwasser, auch Qualm-, Kuver- oder Drängewasser genannt, sind bei seinem Durchgange durch den sandigen Untergrund alle fruchtbaren Sinkstoffe entzogen: es trägt daher nicht, wie vor der Eindeichung das schlammhaltige Hochwasser, zur Befruchtung des Bodens bei, sondern laugt diesen aus. Diese schädlichen Vorgänge treten aber nicht ein, wenn die Niederung allenthalben mit einer genügend starken tonigen Schicht bedeckt ist. Nur eine solche Niederung ist bei einer Höhenlage in etwaiger Mittelwasserhöhe des Flusses als deichreif anzusehen.

§ 5. Folgen der Eindeichung für den Fluß.

Wird eine Eindeichung unter gehöriger Beachtung der Stromverhältnisse ausgeführt, dann werden ihre Folgen für den Strom ungünstigstenfalls darin bestehen, daß unter der Wirkung des übermäßigen Arbeitsvermögens des eingeengten Hochwassers die Sohlenunregelmäßigkeiten vergrößert, die Kolke vertieft, die Schwellen erhöht werden. Es muß nochmals mit Nachdruck betont werden, da man in dieser Hinsicht selbst unter Fachgenossen noch vielfach irrigen Anschauungen begegnet, daß eine Hochwassereindeichung nie im Interesse des Stromes, sondern nur in dem des Landes vorgenommen wird. Den ebengenannten Folgen ist durch Sicherung der Kolke gegen weitere Auswaschungen vorzubeugen.

Meistens liegen aber heutzutage die Verhältnisse so, daß es sich um bestehende Eindeichungen aus früheren Zeiten handelt, wo man lediglich auf den Schutz des Landes bedacht war, ohne Rücksicht zu nehmen auf den Lauf des Stromes und auf die dem Stromtale für die Abführung des Hochwassers und Eises von der Natur zukommende Bedeutung. Es sind also zumeist Fehler früherer und oft sehr weit zurückliegender Zeiten, die wesentlich dazu beigetragen haben, das Maß des durch Deiche überhaupt zu schaffenden Hochwasserschutzes herabzumindern und nur zu häufig diesen Schutz in eine Gefahr umzuwandeln.

Die durchführbaren Verbesserungen beschränken sich in der Hauptsache auf die Beseitigung allzu schroffer Wechsel in den Deichweiten, auf die örtliche Verbesserung der Deichlinien. Aber auch hierbei hat heutzutage der Ingenieur nicht freie Hand, da er im großen und ganzen mit den bestehenden, aus der geschichtlichen und wirtschaftlichen Entwicklung der Niederung hervorgegangenen Deichverhältnissen rechnen muß.

Sind unzulässige Deichengen nicht zu beseitigen, wenn z. B. die beiderseitigen Gelände städtisch bebaut sind, ihre Freigabe für den Hochwasserabfluß wegen der hohen Kosten daher nicht in Frage kommen kann, dann wird man einen Teil des Hochwassers durch einen Flutkanal oder Umfluter abzuleiten haben.

Die beste Abwehr der Überschwemmungs- und Hochwassergefahren besteht aber darin, die natürlichen Wasserläufe so zu regeln, daß sie imstande sind, das größte Hochwasser ohne Schaden abzuführen. Ist diese Aufgabe nicht durchführbar, dann liegt das nicht an der mangelnden Einsicht oder Tüchtigkeit des Ingenieurs, sondern an der Übermacht bestehender Verhältnisse, die er nicht verschuldet hat.

B. Seedeiche.

Seedeiche sollen entweder in Meeresgebieten mit Flutwechsel an anlandender Küste die Nutzung des deichreif gewordenen Marschlandes gegen die Spring- und Sturmfluten sicher stellen und werden deshalb auf dem Groden oder grünen Anwuchs

möglichst weit seewärts vorgeschoben, oder sie sollen an offener, im Abbruch liegender flacher Küste das Hinterland dort gegen die höheren und höchsten Fluten schützen, wo der natürliche Schutz durch Dünen streckenweise unterbrochen ist, wo sie daher die fehlende oder auch zu schwache und zu niedrige Dünenkette ersetzen sollen. In letzterem Falle sind sie möglichst weit landeinwärts zu legen, da für Deiche an offener See ein genügend breites und hohes Vorland, auch wohl kurz Außendeich genannt, das wirksamste Schutzmittel abgibt. Nur in dem Ausnahmefall, daß das bei der Rückverlegung des Deiches aufzugebende Land einen außerordentlich hohen Wert besitzt, wird man auf ein Schutzvorland verzichten, dann aber auch mit außerordentlichen Kosten den Deich dadurch sichern müssen, daß man die Annäherung des Stromufers an ihn durch Abdeckung des letzteren verhindert.

Nach G. Hagen pflegt man die im Ebbe- und Flutgebiet an den Strommündungen liegenden Deiche etwa bis zur Flutgrenze aufwärts zu den Seedeichen zu rechnen, so daß an der Grenze des Flutgebietes der Seedeich in den Flußdeich übergehen würde. Hagen hebt aber selbst hervor, daß die Grenze zwischen Fluß- und Seedeichen sich nicht scharf bezeichnen lasse. Es ist kennzeichnender, die an den weiten Strommündungen vorkommenden Deiche nur so weit stromaufwärts zu den Seedeichen zu rechnen, bis wohin für die Bestimmung ihrer Lage die Rücksicht auf die Freihaltung eines gewissen Abflußquerschnittes fortfällt. Wenn auch im allgemeinen die Anordnung und Ausführung der Seedeiche mit der der Flußdeiche übereinstimmt, so ist es den Seedeichen eigentümlich, daß die Eindeichungen am Meere und auch in den untersten sehr breiten Strecken der Strommündungen ohne Rücksicht auf die Beschränkung des Abflußquerschnittes vorgeschoben werden können. Neue größere Anlandungen an der Küste können daher ohne weiteres eingedeicht werden. Die Seedeiche sind, im Gegensatze zu den Flußdeichen, weniger den Angriffen der Strömung und des Eisganges ausgesetzt als denen des Wellenschlages. Insbesondere entfallen bei ihnen die für die Flußdeiche besonders bedrohlichen Eisstopfungen, so daß sie mit Sicherheit hochwasserfrei angelegt und vor Überlaufen geschützt werden können.

Wenn auch das Überschlagen einiger besonders hoher Wellen die Seedeiche nicht ernstlich gefährdet, so sollte es doch tunlichst verhindert werden, zumal unter außergewöhnlichen Umständen das Überschlagen der Wellen sich so oft wiederholen kann, daß durch die dann erfolgende Auswaschung der Binnenböschung der Bestand des Deiches in Frage gestellt werden kann.

Die Wirkungen des Wellenschlages sind am größten, wenn die Wellen normal gegen den Deich anlaufen. Sind daher die einzelnen Strecken eines Deiches verschiedenartig gerichtet, dann erleiden sie auch ungleiche Wellenangriffe und erhalten daher ungleiche Höhen und Sicherungswerke. Ein breites und hohes Vorland mäßigt die Geschwindigkeit und damit den Angriff der Wellen, weshalb seine Erhaltung stets im Interesse des Deichschutzes liegt.

Auch bei der Ausbildung der Seedeiche sind im wesentlichen die für Flußdeiche gültigen Grundsätze zu beachten. Die Deichkrone soll mindestens mit dem Wellenscheitel zur Zeit der größten Sturmfluten in gleicher Höhe liegen. Es sind daher, falls nicht genügende Beobachtungen vorliegen sollten, der Wasserstand der bekannten höchsten Sturmflut festzustellen und nach den Anleitungen des Zweiten Teiles, II. Abschnitt, C, § 2 die größten Wellenhöhen zu ermitteln sowie die Einwirkungen des Vorlandes und der Deichrichtung auf die Wellenhöhen zu untersuchen. Je nach der hierbei gefundenen Änderung der Wellenhöhe ist die Kronenhöhe der einzelnen Deichstrecken

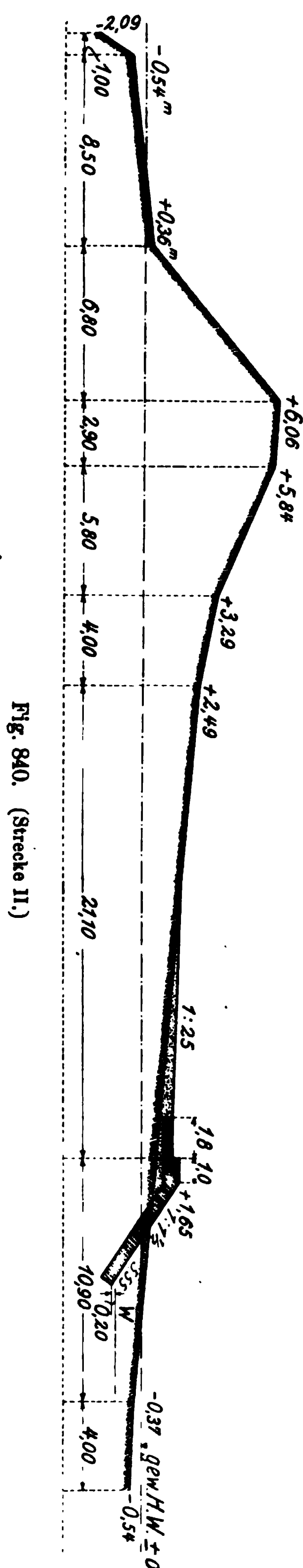


Fig. 840. (Strecke II.)

anzunehmen. Man wird aber keineswegs erwarten dürfen, daß die Wellenhöhen stets zutreffend zu ermitteln sind, da es sich hierbei um mehr oder minder rohe Schätzungen handelt, die bei verwickelter Küstenlage erst recht sicherer Grundlagen entbehren. Es ist daher ratsam, die Möglichkeit einer nachträglichen Erhöhung der Deichkrone von vornherein offen zu halten. Ein Beispiel für die verschiedenen Kronenhöhen benachbarter, aber verschieden gerichteter Deichstrecken bietet die rings umdeichte nordfriesische Marschinsel Nordstrand, Fig. 839. Die den stärksten Angriffen ausgesetzten westlichen Deiche sind nach Fig. 840 ausgebildet; während aber die Krone der Deichstrecke I auf

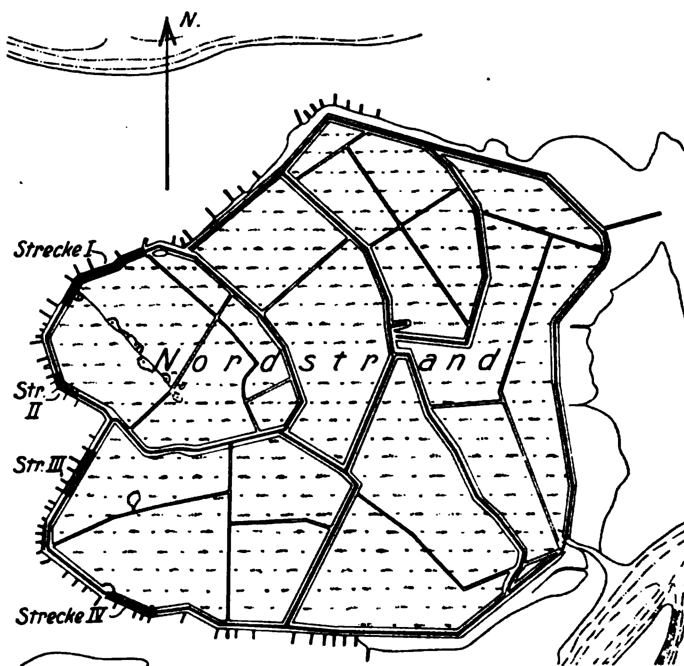


Fig. 839.

+ 5,12 m liegt, liegt die Krone der Strecke II auf + 6,06 m, die der Strecke III auf + 5,13 m und die der Strecke IV auf + 6,03 m. Diese Höhenzahlen sind auf gewöhnliche Fluthöhe bezogen.

Ist die Benutzung der Deichkrone als Fahrweg bei ihrer den Stürmen und dem Spritzwasser der Wellen ausgesetzten Lage ausgeschlossen, dann genügt eine Kronenbreite von etwa 3,0 m. Unter dieses Maß sollte man aber nicht herabgehen, damit man bei der Deichverteidigung erforderlichenfalls den Boden für etwaige Aufkadungen der Kronenschicht entnehmen kann, ohne den Deichkörper in unzulässiger Weise zu schwächen.

Ein auch bei Sturmfluten, also zur Zeit der Deichverteidigung, gesicherter Zufuhrweg läßt sich als hochliegende Berme auf der Binnenböschung ausbilden, der auch als Hauptverkehrsweg dienen kann, wenn er als 5 bis 7 m breite Klinkerstraße hergestellt wird, Fig. 841. Er liegt dann in solcher Höhe, daß er selbst die eigentliche Deichkrone bildet und letztere nur als Schutzkade dient. Damit das aufschlagende Wasser leicht abfließe, ist die Krone mit einem Quergefälle zu versehen.

Die Böschungen sind entweder in stetiger Neigung oder unten flacher als oben anzulegen. Würde lediglich der beim höchsten Wasserstande sich einstellende stärkste Wellenschlag zu berücksichtigen sein, dann müßte die Außenböschung oben flacher als unten geneigt sein. Aber G. Hagen hält mit Recht dem entgegen, daß der Deich nicht nur gegen einen bestimmten Wellenschlag geschützt werden soll, sondern auch gegen alle Angriffe der See. Diese erfolgen aber viel häufiger in geringerer Höhe als in der größten Höhe, weshalb der Deichfuß größeren Beschädigungen ausgesetzt ist als der obere Teil des Deiches. Dazu kommt noch, daß der obere Teil der Außenböschung länger frei liegt als der untere, also leichter als dieser ausgebessert werden kann. Die verschiedenen Neigungen sollen mit sanfter Abrundung ineinander übergehen.

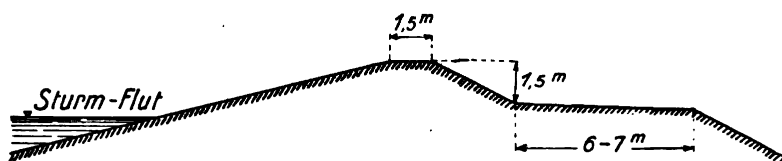


Fig. 841.

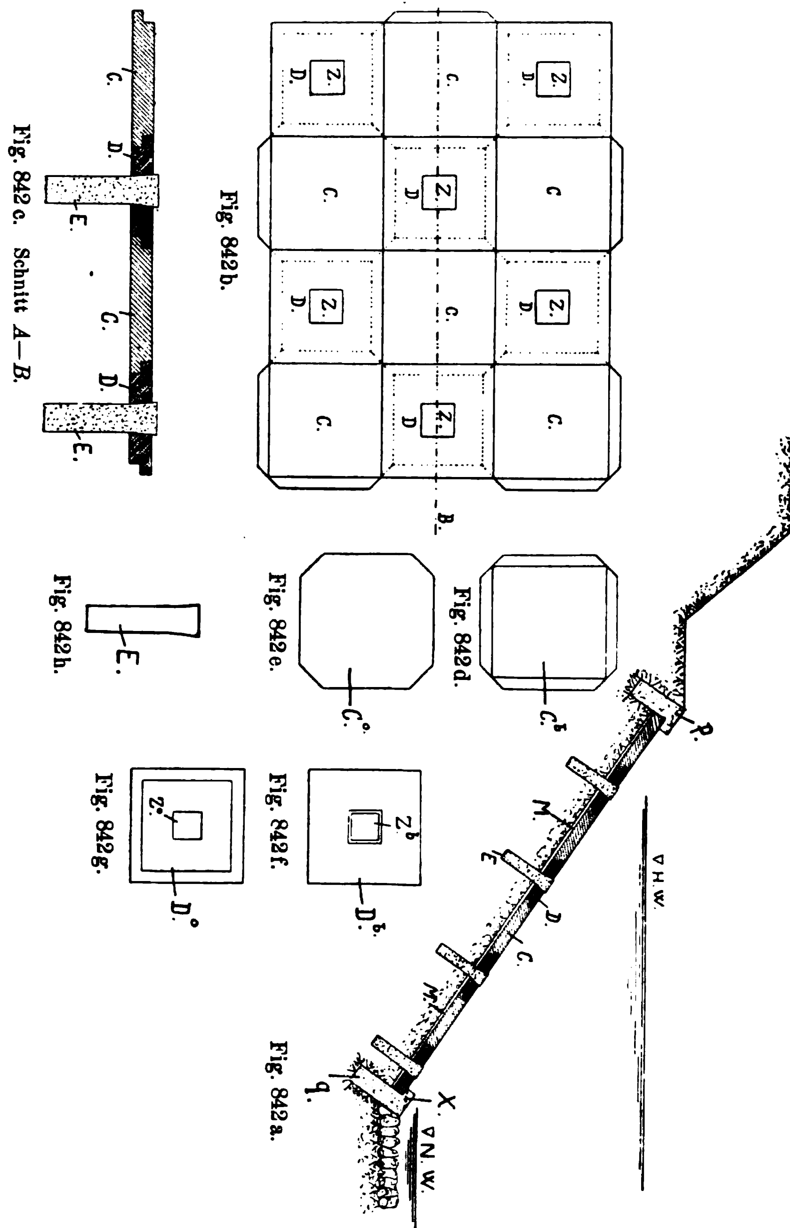
Für Deiche aus gutem Kleiboden genügt im allgemeinen eine Außenböschung von im Mittel 1 : 3. Besonderen Angriffen ausgesetzte Außenböschungen sandiger Deiche müssen erheblich flacher, bis zu etwa 1 : 10 herunter, angelegt werden. Den Binnenböschungen gebe man eine Neigung von etwa 1 : 2.

Die Deiche sind im Grundriß so zu führen, daß mit der kürzesten Linie die größte Fläche umschlossen wird. Bedingt das schon eine schlanke Linienführung, so werden auch bei einer solchen die mit schroffen Richtungsänderungen verbundenen Nachteile vermieden. So sind vorspringende Deichecken verstärkten Angriffen ausgesetzt, während einspringende Winkel eine Erhöhung der in sie einlaufenden Wellen verursachen. Daß die Deiche in gehörigem Abstande vom Ufer zu führen sind, ist bereits erwähnt worden.

Die Befestigung und Unterhaltung der Deichböschungen unterscheidet sich nur insofern von den entsprechenden Maßnahmen bei den Flußdeichen, als eine Rasendecke nur auf dem über gewöhnlicher Fluthöhe liegenden Teile der Außenböschung gedeiht. Der tiefer liegende Teil ist als Seeufer zu behandeln und nach den für solche bereits dargelegten Grundsätzen zu sichern.

Auf die Befestigung der über der Halbtidelinie liegenden Böschung mit der de Muraltschen Balkenböschung ist bereits hingewiesen worden. Für solche Seedeiche, die keinem schweren Seegange ausgesetzt sind, verdient die gleichfalls von de Muralt auf der Insel Schouwen in großem Umfange ausgeführte Böschungsabdeckung mit angepflockten Eisenbetonplatten Beachtung [11]. Die gebräuchlichen Uferbefestigungen mit Strohbestickung, Pflasterung und auch wohl losen

Betonplatten haben bei hohen Anlage- und namentlich Unterhaltungskosten in sehr vielen Fällen sich nicht bewährt. Ist einmal ein einziger Stein oder eine einzige Platte fortgeschlagen oder versackt, dann wird zuweilen bei Sturm die ganze Böschung zerstört,



weil nach dem Verschwinden der einen Platte usw. das Sturmwasser Gelegenheit erhält, alle Platten, eine um die andere, loszulösen, mitzureißen und zu zertrümmern.

Die angepflockte Böschung besteht aus Platten und Pflöcken aus sehr hartem Beton. Die Platten kommen in zwei Formen vor, als volle und durchlochte Platten (siehe Fig. 842). Die volle Platte *C* zeigt sich von oben als Quadrat und von unten

als Achteck, so daß die **untere** Plattenhälfte von einem 3,5 cm breiten Rand begrenzt wird, der, halb so dick wie die Platte, an den vier Ecken abgeschnitten ist. Diese Platten werden mit den abgestumpften Ecken dicht aneinanderschließend verlegt. Die mit einem quadratischen konischen Loch *Z* versehenen Platten *D* zeigen sich sowohl in der Drauf- als auch in der Druntersicht als Quadrate. Sie werden in ihrer **oberen** Hälfte von einem 3,5 cm breiten Rande begrenzt, der beim Verlegen der Platten den unteren Rand der Platten *C* allseitig überlappt. Auf diese Weise wird eine sehr wirksame Sicherung der Unterlage gegen Ausspülungen herbeigeführt. Alle Platten *D* sind rings um das Loch mit Eisen bewehrt. Die Pflöcke *E* sind im Querschnitt quadratisch und mit einem konischen Kopf versehen, der das Loch in *D* vollständig ausfüllen kann. Die Pflöcke sind alle bewehrt und haben eine Länge gleich etwa der fünffachen Plattendicke, während ihre Stärke etwa ein Viertel der Plattenbreite beträgt. Zu den Abmessungen ist sonst noch zu bemerken, daß die Platten meistens in zwei verschiedenen Stärken verwendet werden und zwar

a) für weniger stark angegriffene Ufer von Kanälen, Flüssen usw. 40×40×6 cm,
b) für stärkeren Angriffen ausgesetzte Ufer 40×40×8 cm.

Die zu den letzteren Platten gehörenden Pflöcke haben bei 40 cm Länge einen Querschnitt von 8,8 cm, der am Ende des konischen Kopfes sich auf 13×13 cm erweitert. Natürlich kann man bei besonders stark angegriffenen Ufern die Pflöcke auch länger nehmen. Für den Beton nehme man anstatt Kies feinen harten Steinschlag. Es hat sich nämlich herausgestellt, daß bei Kiesbetonplatten mit der Zeit die vorstehenden Ränder abbröckeln und daß mit feinem harten Steinschlag maschinell angefertigte Betonplatten reichlich dreimal so stark sind als die aus Kiesbeton (bei einer Mischung von 1 Zement + $^1/_2$ Traß + $2^1/_2$ Sand + 4 Kies). Durch den Traßzuschlag wird die Widerstandsfähigkeit gegen das Seewasser und durch die Härte die gegen Eisgang erhöht. Das Eigengewicht der 6 cm starken Böschung einschließlich der Pflöcke beträgt etwa 160 kg/qm und das der 8 cm starken etwa 210 kg/qm. Eine 6 cm starke Platte *D* wiegt mit dem Pflock etwa 25 kg und eine solche von 8 cm Stärke etwa 31 kg. Diese großen Gewichte verhindern um so mehr das Losreißen einer Platte bei Sturm, als die Pflöcke sehr fest im Boden haften.

Die sorgfältig geebnete Böschung wird zunächst mit einer gut abgerammten und dichten Schilflage abgedeckt. Auf diese wird von unten an in der vollen Breite der Böschung eine Reihe Platten *C* und *D* verlegt. Alsdann wird durch die Löcher der Platten *D* mit einem Schlegel und einem Eichenpfahl ein Loch in den Untergrund geschlagen, in das der Eisenbetonpflock durchaus dicht schließend hineinpassen muß. Zu dem Ende muß der Querschnitt des Eichenpfahls $^7/_8$ von dem des Pflocks betragen. Nach dem Herausziehen des Eichenpfahls wird der Pflock, über den man ein leichtes Brett gelegt hat, vorsichtig mit einem hölzernen Hammer eingetrieben. Hat man so die gewünschte Höhe erreicht, dann wird die oberste und unterste Plattenreihe mit einem Betonstreifen abgeschlossen, der in eine gegebene Furche eingelegt wird und der, über die Böschung übergreifend, das Ganze gut abschließt, während er bis zu 20 cm in den Untergrund eingreift. Bei im Grundrisse gekrümmten Böschungen gießt man zweckmäßig zwischen die einzelnen Böschungsfächer verjüngt verlaufende Betonstreifen, die um etwa 10 cm unter die Unterkante der Böschungsplatten hinabreichen.

So vortrefflich sich auch die Pflockböschung im allgemeinen bewährt hat, so ist doch nicht zu verkennen, daß der Pflock, da er losgerüttelt werden kann, eine schwache Stelle dieser Abdeckungsart bildet.

Insofern ist eine von M. Foerster vorgeschlagene Bauart als eine Verbesserung der Muraltschen anzusehen, vergl. Fig. 843.

Foerster verwendet zwei Arten von Kunststeinplatten. Die Platten *a* besitzen zwei sich kreuzende Einlagen *e* aus Eisen oder einem anderen geeigneten Material, die sich, wie dargestellt, über die Kanten der Platten erstrecken. Die an die Platten *a* angrenzenden Platten *b* besitzen zweckmäßig an der einen Seite nutenartige Aussparungen *d*. Letztere haben von der Oberfläche der Platte aus eine Tiefe von ungefähr $^2/_3$ der Plattenstärke.

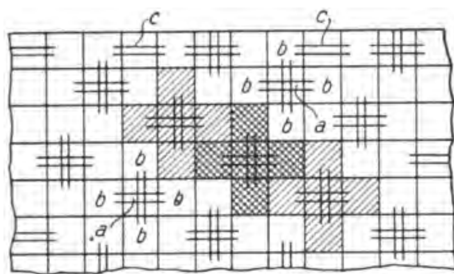


Fig. 843 a.

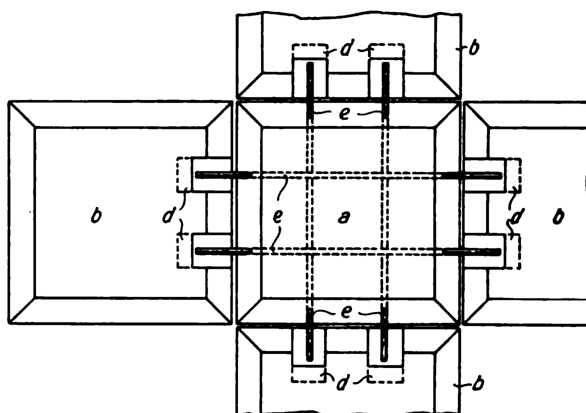


Fig. 843 b.



Fig. 843 c.

Zum Bekleiden der Böschung werden die Platten *b* zunächst verlegt und alsdann die Platten *a* so eingebaut, daß die an ihnen heraustretenden Einlagestäbe *e* in die obengenannten Nuten *d* der je vier sich kreuzförmig anschließenden Platten *b* eingreifen. Die Nuten sowie die zweckmäßig keilförmigen Fugen zwischen den einzelnen Platten werden darauf mit einem Mörtel ausgegossen oder vollgestampft. An Stelle des Mörtels kann auch Asphalt oder eine ähnliche plastische Masse Verwendung finden. Zugleich mit dem Ausfüllen der Fugen werden in diese durchgehende oder geteilte Einlagen *r* aus Eisen oder einem anderen geeigneten Material (siehe Fig. 843c) eingebettet, welche mit den Einlagen der Platten *a* gebündelt werden und somit die einzelnen Platten zu einer zusammenhängenden und biegefesten Konstruktion verbinden. Hierbei hält eine jede Platte *a* vier Platten *b* fest. Die gesamte Konstruktion setzt sich demzufolge aus Kreuzen mit einem Mittelstein *a* zusammen, wie dies besonders aus Figur 843a ersichtlich ist. Nur am Anfang und Ende der Bekleidungsfläche kommen einige besonders ausgebildete Steine *c* zur Anwendung, deren Einlagestäbe *e* sich nur nach zwei oder drei Seiten über die Außenflächen erstrecken.

Die Unterfläche der Steine kann eben, glatt oder rauh sein. Auch kann sie unter Umständen bei steiler Böschung hervortretende Rippen oder Zähne aufweisen, um ein Abgleiten beim Bau oder späterhin zu verhindern.

Bei Seedeichen mit fehlendem Vorlande und abbrüchigem Ufer bei großer Wassertiefe muß das Ufer bis zur Sohle herunter gegen weiteren Abbruch gesichert werden. Wo Schüttsteine von genügender Schwere und Beschaffenheit billig zu haben sind, ist

die einfache Steinschüttung das beste Deckungsmittel. Wo aber, wie im Schwemmlande der Küstenniederungen, natürliche Steine nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten zu beschaffen sind, hat sich zwar die Verwendung von Strauchwerksinkstücken eingebürgert, andererseits aber als nicht allen Anforderungen entsprechend erwiesen. So kann es, trotzdem ihre Versenkung zur Zeit des Kenterns der Strömung vorgenommen wird, vorkommen, daß plötzlich auftretende Sturmwinde und heftige Wellenbewegungen die Versenkung verhindern. Ja, es ist dann häufig unmöglich, sie an der Baustelle festzuhalten oder sogar sicher zu bergen. Man muß sie dann als verloren aufgeben. Dazu kommt, daß die üblichen Sinkstücke in der Nähe des Wasserspiegels mit so großen Steinen belastet werden müssen, daß diese durch den Wellenschlag nicht fortbewegt werden können, weil sonst das Sinkstück auftreiben könnte. Damit geht aber ihr Vorzug, die Verwendung des kostspieligen Steinmaterials zu beschränken, zum großen Teil wieder verloren. Gewichtig ist auch der Umstand, daß sie verhältnismäßig hohe Baukörper bilden, sich stufenartig plötzlich über der Sohle erheben. Dann bilden sich vor diesen Stufen Auskolkungen, die ihrerseits die Lage des Sinkstückes gefährden können und stets unerwünschte Wirkungen herbeiführen. Zwar kann man die stufenförmigen Absätze durch Steinschüttungen ausgleichen, aber eine solche Ausgleichung ist, falls die Stufen tief unter Wasser liegen, nur sehr ungenau ausführbar und erfordert daher wiederum einen unverhältnismäßig hohen Aufwand an Steinen.

Das Ziel der hier anzuwendenden Bauweise ist somit in einer genügend schweren, beweglichen, aber doch ortsbeständigen und möglichst dünnen Abdeckung zu erblicken, die auch bei stärkerer Strömung und widrigen Wellen, also auch bei hohem Wellengang, sicher absenkbar ist. Eine solche Bauweise haben wir wiederum dem Ingenieur de Muralt zu verdanken, der Sinkstücke aus Eisenbeton in eigenartiger Weise verwendet [15].

Indem wegen aller Einzelheiten auf die eben angeführte Quelle verwiesen wird, sei hier nur bemerkt, daß die Sinkstücke auf einer bei Ebbe trockenlaufenden und durch eine Strauchlage abgedeckten Watt- oder Strandfläche in Tidearbeit, d. h. bei Niedrigwasser, so hergestellt werden, daß quadratische, 7—12 cm dicke und etwa 1 qm große Eisenbetonplatten mit Zwischenräumen von etwa 3 cm nebeneinander gelegt und durch eiserne Bolzen miteinander verbunden werden. An den Ecken von je vier Platten sind die Bolzen oben mit einer Rolle versehen, durch die zur Aufhängung der Platten dünne Stahltrossen gezogen werden. Zum Anheben dieser so aus beliebig vielen Platten zusammengesetzten und bis zu etwa 310 qm großen Sinkstücke werden diese an eiserne Prähme gehängt, die bei Hochwasser über sie gefahren werden und zu ihrer Beförderung an die Versenkungsstelle dienen.

Wegen ihres im Vergleich mit den üblichen mit Senksteinen beschwerten Strauchsinkstücken geringen Eigengewichts eignen sich die Eisenbetonsinkstücke insbesondere zur Deckung des oberen in geringer Wassertiefe liegenden Uferteiles, falls der in der größten Tiefe liegende Teil des abbrüchigen Ufers in so großem Abstande vom Deiche liegt, daß er noch keiner Deckung bedarf. Das bisher übliche Sinkstück würde bei solcher Sachlage vermöge seines großen Eigengewichtes einen erheblichen Druck auf die unteren Böschungsmassen ausüben und dadurch die gefährlichen Wirkungen des bei Niedrigwasser entstehenden Überdruckes nur vergrößern. Bei reinem Sandboden kann auch der bei Niedrigwasser auftretende hydrostatische Überdruck des Grundwassers von dem Gegendrucke auch eines Eisenbetonsinkstückes aufgenommen werden, zumal wenn dieses mit einem Unterwassereigengewicht von etwa 450 kg/qm erbaut wird, also

einem Wasserüberdrucke von fast 0,5 m Höhe widerstehen kann. In reinem Sandboden fällt aber das in diesen eingedrungene Flutwasser in der Nähe der Böschung mit dem sinkenden Außenwasser so schnell, daß an der Böschung selbst ein erheblicher Überdruck überhaupt nicht auftritt. Überdies bildet aber das Eisenbetonsinkstück keine wasserdichte Decke, so daß etwa vorhandenes Überdruckwasser durch die offenen Fugen zwischen den Platten ungehindert austreten kann. Schließlich kann man mit einer Steinschüttung das Eisenbetonsinkstück so beschweren, daß der erforderliche Gegendruck sicher geleistet wird.

Besonders günstig ist noch der Umstand, daß der Schwimmer gerade dann stabil schwimmt, wenn das Sinkstück an ihm hängt, so daß auch auf See selbst bei widrigem Wetter abgesenkt werden kann.

Eine Abnutzung der dauernd unter Wasser liegenden Betonplatten ist, wie die bisherigen Erfahrungen bewiesen haben, nicht zu befürchten, wohl aber wird eine Abnutzung der die einzelnen Platten miteinander verbindenden Rundeisen durch Rosten zwar ohne Zweifel eintreten, aber nur äußerst langsam vor sich gehen. Übrigens würde selbst dann, wenn in absehbarer Zeit das Eisen ganz wegrosten und daher eine gänzliche Erneuerung des Sinkstückes notwendig werden würde, bei einer Ersparnis von 50—60 v. H. gegenüber den Strauchsinkstücken die Anlage des Eisenbetonsinkstückes die billigere sein.

Die erwähnte Bau- und Beförderungsart ist natürlich nur in Gebieten mit genügend großem Flutwechsel möglich. Sie läßt sich aber auch für flutlose Küstengebiete, wie die der Ostsee, anwenden, wenn man entweder am Ufer einen Helgen erbaut, von dem der Tragprahm mit dem angehängten Sinkstück abläuft, oder wenn man eine Plattform an festen, im Wasser stehenden Jochen so aufhängt, daß sie gehoben und gesenkt werden kann. Sie wird dann zunächst bis über Wasser gehoben und auf ihr das Sinkstück angefertigt. Alsdann wird sie so tief unter den Wasserspiegel abgesenkt, daß der eiserne Prahm schwimmend über sie fahren kann. Nunmehr wird die Plattform wieder bis über Wasser gehoben und dann werden die Tragetrossen durch die Ösen der Sinkstückbolzen gezogen. Ist das Sinkstück mit Hilfe der Prahmwinden dicht an den Schwimmer herangehoben, dann wird die Plattform so tief gesenkt, daß es mit dem Schwimmer frei abschwimmen kann.

Die Ausführung der Seedeiche gestaltet sich dadurch schwierig, daß sie auf einem Gelände erfolgt, daß etwas über der Höhe der gewöhnlichen Flut und unter derjenigen der Springflut liegt. Nun ist es schon fast stets unmöglich, einen Deich in einem Sommer — das ist die verfügbare Bauzeit — zu vollenden, geschweige denn in der kurzen Zwischenzeit von einer Springflut bis zur nächstfolgenden. Man muß daher zunächst die ganze Baustelle mit einem Hilfsdeich, einem Kajedeiche, umschließen, dessen Krone etwa 0,5 m über gewöhnlicher Springfluthöhe liegt und der nur während der Sommermonate, in denen Sturmfluten voraussichtlich nicht auftreten, die Bauausführung sichern soll. Kann der neue Deich wegen zu großer Länge nicht in einem Sommer vollendet werden, dann muß die Ausführung in mehreren Teilen von solcher Länge erfolgen, daß jeder Teil in einem Sommer fertiggestellt werden kann. Alsdann wird der Kajedeich, der, ebenso wie der neue Deich, an wasserfreies Land oder an einen weiter zurückliegenden Deich anzuschließen ist, nach Fertigstellung des ersten Teiles des neuen Deiches im Spätherbst so erhöht und verstärkt, daß er auch Schutz gegen die gewöhnlichen Winterstürme bietet. Im folgenden Sommer wird für den zweiten Teil eine zweite Kaje errichtet usw. Ist der ganze Deich fertiggestellt, dann werden

die Kajen abgetragen. Die erforderliche Deicherde wird aus dem Vorlande gewonnen: auch hier läßt man, wie bei der Ausführung der Flußdeiche, zwischen den Erdgruben oder Pütten breite Erdstreifen stehen. Die Pütten pflegen in wenigen Jahren sich wieder aufzuschlicken.

Wenn im Laufe der Jahre Seedeiche durch Versacken zu niedrig geworden sind, dann sind sie aufzuhöhen. Ist die Deichkrone so schmal, daß ihre Aufhöhung ohne Verstärkung des ganzen Deichkörpers unmöglich ist, dann ist, wie die Bauten de Muralts [11] beweisen, die Aufhöhung in Eisenbeton der in Erde vorzuziehen, weil sie billiger als diese ist und auch dann sich empfiehlt, wenn die Deichkrone als öffentlicher Weg dient. Den gewöhnlichen Querschnitt einer solchen Aufhöhung zeigt Fig. 844, in der die Eisenbewehrung nicht angegeben ist. Die Mauer besteht aus einzelnen Stücken mit einer Größtlänge von 3,50 m und einem gegenseitigen Mindestabstande von 0,25 m. Nachdem diese Stücke etwa 2 bis 3 Wochen lang erhärtet sind,

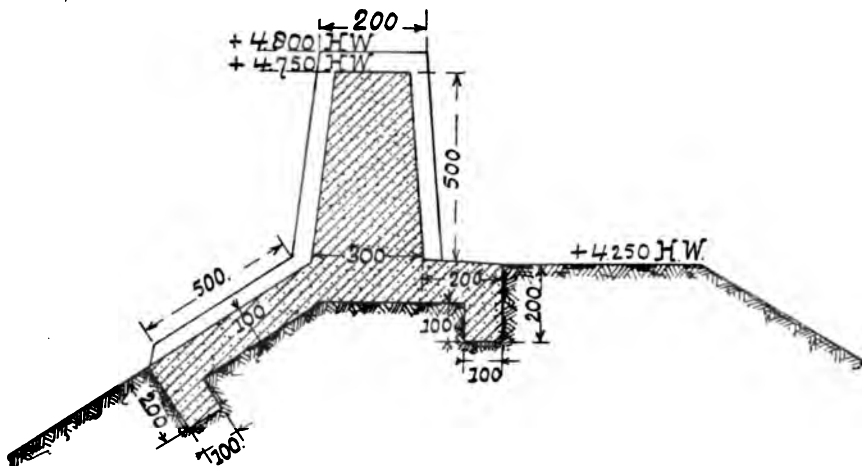


Fig. 844. Maße in Millimeter.

werden die Lücken zwischen ihnen mit Gleittafeln aus Beton ausgefüllt, längs welcher die Mauerstücke sich einigermaßen bewegen können. Die Gleittafeln ragen um etwa 5 cm über die Mauerstücke hervor, dürfen jedoch keinesfalls diese überlappen. Einlagen aus Asphaltpappe zwischen den Mauerstücken und Tafeln machen diese vollständig unabhängig voneinander. Für den Beton hat sich in Holland eine Mischung von 1 Teil Zement, 3 Teilen Sand und 4 Teilen Kies bewährt. Er wird mit Rundeisen und Streckmetall bewehrt. —

Die Schließung von Deichbrüchen bei Seedeichen an Küsten mit Flutwechsel ist dann verhältnismäßig leicht zu bewirken, wenn es sich um einen sogenannten Grundbruch handelt, d. h. wenn beim Durchbruche das Vorland nicht mit fortgerissen oder tief eingerissen wurde. Alsdann wird auf dem Vorlande vor der Bruchstelle ein Kajedeich errichtet, dessen Krone etwas über gewöhnliche Springfluthöhe gelegt wird, und in dessen Schutz der Deich in seiner alten Linie durchzuschütten ist. Wenn auch der Querschnitt des aus Kleiboden herzustellenden Kajedeiches wegen seiner verhältnismäßig geringen Höhe und steilen Böschungen nicht erheblich ist, so steht doch der erforderliche, dem Vorlande zu entnehmende Kleiboden nicht immer in hinreichender

Menge zur Verfügung. In diesem Falle wird der Bodenbedarf dadurch eingeschränkt, daß die Erdanschüttung zwischen zwei leichte Holzwände eingebracht wird.

Weitaus schwieriger gestaltet sich die Schließung des Deichbruches, wenn ein sogenannter Strombruch eingetreten, d. h. wenn auch das Vorland bis zu einer solchen Tiefe fort- und eingerissen ist, daß die Bruchstelle ununterbrochen und abwechselnd von außen nach innen und in umgekehrter Richtung heftig durchströmt wird. Man kann zunächst den Kampf mit dieser Strömung dadurch vermeiden, daß man den Bruch in Form einer Einlage schließt, d. h. den Deich so weiter hinter den Bruch zurücklegt, daß an der Baustelle eine nennenswerte Strömung nicht mehr vorhanden ist. Der dann verbleibende Außenkolk wird zwar im Laufe der Zeit aufschlicken, zunächst aber den Wellenschlag verstärken, dem der neue Deich tunlichst nicht ausgesetzt werden sollte. — Sodann könnte die Strömung dadurch ermäßigt werden, daß man entweder den Durchflußquerschnitt an der Bruchstelle künstlich vergrößert, oder aber die ein- und ausfließende Wassermenge verkleinert. Die letzte Maßnahme erheischt die allmähliche Verkleinerung der beim Einströmen jedesmal überschwemmten Polderfläche, von deren Größe somit die Ausströmungsmenge abhängt.

Zum Zwecke der allmählichen Verkleinerung der unter Wasser gesetzten Polderfläche werden schwache und nur wenig über gewöhnliche Springfluthöhe reichende Zwischendeiche im Polder gezogen, die aber wegen ihrer großen Länge einen erheblichen Kostenaufwand bedingen. Man wird sich daher nur zu einer der vorstehenden Maßnahmen entschließen, wenn es aussichtslos erscheint, die in den Polder führende Stromrinne an der Stelle des neuen Deiches abzuschließen, für den man möglichst die alte Deichlinie beibehalten sollte. Dann ist die Stromrinne im Zuge der neuen Deichlinie beiderseits mit je einem Strauchwerkdamme zu durchbauen, der bis zur Höhe des gewöhnlichen Niedrigwassers aus Sinkstücken und darüber bis zur Höhe des gewöhnlichen Hochwassers aus Packwerk errichtet wird. Zwischen diese Strauchdämme wird, ihrem Bau folgend, die Erde geschüttet. Ihre Oberflächen bilden die Außen- und Binnenberme des fertigen Deichkörpers. —

Zum Schlusse sei noch bemerkt, daß die Niederlande die klassische Schule für den Bau der Seedeiche gebildet haben. Einen vortrefflichen Überblick über das dortige Seedeichwesen nebst vielen technischen Einzelheiten usw. gibt das Werk von Friedrich Müller, Das Wasserwesen der niederländischen Provinz Zeeland, Berlin 1898.

Benutzte Literatur.

[1] D. D. Gaillard, Wave action in relation to engineering structures. Washington 1904.

[2] L. d'Austria, Journal Franklin-Institute, 1890, S. 373 und 1891, S. 49.

[3] Thomas Stevenson, The design and construction of harbours. 3. Auflage. Edingburgh 1886.

[4] Bernardini, X. intern. Schiffahrtskongreß, Mailand 1905. II. Abteilung, 4. Mitteilung.

[5] P. de Mey, Étude sur l'amélioration et l'entretien des ports en plage de sable. Paris 1894.

[6] Cornaglia, Du flot de fond dans les liquides en état d'ondulation. Annales des Ponts et Chaussées, 1881, 1er Semestre, p. 587.

[7] Hübbe, Von der Beschaffenheit und dem Verhalten des Sandes. Zeitschr. f. Bauwesen, 1861, S. 19.

[8] Fülscher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln. Zeitschr. f. Bauwesen 1905. (Auch als Sonderabdruck erschienen. Berlin 1905.)

[9] Paul Gerhardt, Handbuch des deutschen Dünenbaues. Berlin 1900.
[10] Germelmann, Schutzvorkehrungen an der preußischen und pommerschen Ostseeküste. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1908, S. 185.
[11] H. Engels, Uferbauten an der See in Eisenbeton. Armierter Beton, 1910, S. 229. (Vergl. a. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1911, S. 562.)
[12] H. Krey, Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln. Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1906, S. 343.
[13] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 3. Teil, 1. Band, S. 296. 2. Auflage, Berlin 1878.
[14] J. Schlichting, Deiche am Niederrhein. Zeitschr. f. Bauwesen, 1881.
[15] H. Engels, Verbessertes Verfahren für die Ausführung und Versenkung von Eisenbetonsinkstücken nach de Muralt. Armierter Beton, 1910, S. 343. (Vergl. a. Vortrag de Muralts Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereines, 1910, Nr. 149.)

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten Zahlen [ ] beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle
710	[60]	761/762	Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1904, S. 446.
711/713	[58]		
714/717	[62]	763/779	[10]
718	[1]	780/782	Zeitschr. f. Bauwesen, 1895, Bl. 61.
719/721	[3]	783	[8]
722/726	[1]	784/787	Zeitschr. f. Bauwesen, 1882, Bl. 61.
727/728	[3]	788/790	[8]
730	[1]	791	Zeitschr. f. Bauwesen, 1882, Bl. 61.
731/732	[4]	792/797	[8] und [12
733/734	[1]	802	[11]
741	[12]	803	[8]
742	Zeitschr. f. Bauwesen, 1895, Bl. 60.	807	[8]
743/752	[10]	808/818	[9]
753	Zeitschr. f. Bauwesen, 1892, Bl. 60.	833/836	[14]
754	Zeitschr. f. Bauwesen, 1892, Bl. 61.	842	[11]
755/760	[8]	844	[11]

Sechster Teil.

Landwirtschaftlicher Wasserbau.

I. Abschnitt.

Das Bodenwasser und der Pflanzenwuchs. [1]

Bei landwirtschaftlichen Wasserbauten handelt es sich stets um ein Zusammenarbeiten des Bauingenieurs mit dem Landwirte, wobei dem ersteren die Aufgabe zufällt, durch sachgemäße Ableitung oder Zuführung des Wassers größere Landgebiete für die landwirtschaftliche Nutzung möglichst günstig zu gestalten, dem Landwirte aber die weitere Behandlung des so vorbereiteten Gebietes obliegt. Dieser Arbeitsteilung entsprechend wird hier die chemische und physikalische Bodenkunde nur so weit berührt werden, als sie für die genannten Arbeiten des Bauingenieurs von Bedeutung ist.

Im landwirtschaftlichen Sinne ist »Boden« die oberste Schicht der Erdrinde, so weit sie höhere Pflanzen hervorzubringen vermag. Besitzt sie diese Eigenschaft von Natur, dann spricht man von einem Naturboden, muß aber jene Fähigkeit erst durch menschliches Eingreifen hervorgerufen oder nur gesteigert werden, dann handelt es sich um Kulturboden.

Die Fähigkeit einer Erdschicht, höhere Pflanzen hervorzubringen, ist an gewisse Vorbedingungen geknüpft. Im landwirtschaftlichen Sinne ist eine Erdschicht nur dann Boden, wenn sie so locker ist, daß die Pflanzenwurzeln in sie eindringen können. Da alle Pflanzen die zu ihrer Bildung erforderlichen Stoffe durch ihre Wurzeln aufzunehmen haben, so müssen diese Stoffe im Boden so vorkommen, daß sie von den Wurzeln aufgesaugt werden können. Der Kulturwert eines Bodens wird somit durch seinen Gehalt an Pflanzennährstoffen und durch solche Eigenschaften, die den Pflanzen die Nährstoffaufnahme und das Wachstum ermöglichen: durch seine physikalischen Eigenschaften bedingt. Das Gedeihen der Pflanzen ist nicht nur davon abhängig, welchen Gehalt an Nährstoffen ein Boden besitzt, der Boden muß vielmehr zugleich die folgenden für das Pflanzenwachstum notwendigen Bedingungen erfüllen.

1. Die Pflanze muß einen festen Standort haben, der Boden muß also genügend tiefgründig und locker sein, dabei aber eine gewisse Bindigkeit besitzen, so daß die einzelnen Bodenteilchen nicht fortwehen und die Pflanzen nicht ihren Halt verlieren können.

2. Die Bindigkeit des Bodens darf aber auch nicht so groß sein, d. h. der Boden darf nicht so dicht gefügt sein, daß seine Durchlüftung, das Eindringen der atmosphärischen Luft und das Austreten solcher Bestandteile der Bodenluft gestört wird, die dem Pflanzenwuchs schädlich sind.

3. Das Grundwasser muß sich frei, aber nicht zu schnell bewegen können.

4. Der Boden muß erwärmt werden können: eine für das Pflanzenwachstum sehr wichtige Forderung.

Alle diese Bedingungen hängen weniger von der chemischen Zusammensetzung der Bodenteilchen als vielmehr hauptsächlich von deren mechanischer Beschaffenheit und gegenseitigem Mengenverhältnisse ab. Boden ist ein mechanisches Gemenge von sandigen, tonhaltigen und organischen, humosen Stoffen, von denen die letzteren vorwiegend aus pflanzlichen Resten in den verschiedensten Zersetzungszuständen bestehen.

Bedeutung des Bodenwassers für die Vegetation. Da die Pflanzen zu 70 bis 90 v. H. aus Wasser bestehen, das sie größtenteils durch die Wurzeln aufnehmen, so muß, sollen die Pflanzen gedeihen, im Boden ein genügender Wasservorrat vorhanden sein. Dieser Wasservorrat erhält dadurch eine erhöhte Bedeutung, daß das Bodenwasser zugleich der wichtigste Träger der mineralischen Pflanzennahrung ist, indem es die Bodenteilchen, die von den Pflanzenwurzeln nicht unmittelbar berührt werden, löst und auf diese Weise ihren Übergang in die Pflanzenwurzeln vermittelt. Der Boden darf daher nicht in einem solchen Maße austrocknen, daß dadurch der Pflanzenwuchs geschädigt wird. Andererseits kann aber auch ein Übermaß an Bodenwasser die Fruchtbarkeit des an sich reichsten Bodens vernichten. Zunächst wird nämlich durch übermäßigen Wassergehalt der Boden erkältet, ferner beeinträchtigt oder verhindert er sogar gänzlich das Eindringen des Luftsauerstoffes in den Boden. Da der für das Leben der Pflanzen notwendige Sauerstoff zu einem großen Teile durch die Wurzeln eingeatmet wird, so müssen die Pflanzen verkümmern, wenn die sauerstoffhaltige Bodenluft durch das Wasser verdrängt wird. Die vom Bodenwasser selbst gelösten Sauerstoffmengen werden schnell verbraucht, wenn nicht von Zeit zu Zeit das Bodenwasser durch frisches Wasser ersetzt wird, das längere Zeit mit der atmosphärischen Luft in Berührung war. Daraus geht hervor, daß die Bodennässe besonders schädlich ist bei stehendem oder stauendem Wasser, wie solches in Grundwassermulden sich ansammelt.

Eine ungenügende Versorgung der Bodenluft mit Luftsauerstoff schädigt auch insofern den Pflanzenwuchs, als dann an die Stelle der für die Bodenbildung und für die Ernährung der Pflanze nützlichen Oxydationsvorgänge, infolge der Entziehung von Sauerstoff, die für die Pflanzen schädlichen »Reduktionsprozesse« treten. Beim Fehlen von Sauerstoff findet eine nur mangelhafte Humusbildung statt, namentlich werden die stickstoffhaltigen Bestandteile nicht in die vorteilhafteste Stickstoffverbindung — salpetersaure Salze — übergeführt, ja die bereits gebildeten Nitrate unter Abscheidung von freiem Stickstoff wieder zerstört. Während bei Anwesenheit von Sauerstoff der Kohlenstoff der organischen Bestandteile in das nützliche Kohlendioxyd umgesetzt wird, tritt bei Sauerstoffmangel das schädliche Sumpfgas (CH_4) auf.

Auch eine volle Sättigung des Bodens schädigt bereits das Wachstum der Kulturpflanzen, während andererseits selbst ein verhältnismäßig hoher Wassergehalt des Bodens sich noch als ungenügend für die Pflanze erweisen kann. Es darf also der Wassergehalt des Bodens nicht unter ein gewisses Maß herabsinken, das von dem Wasserfassungsvermögen der Bodenart abhängt und daher sehr verschieden sein kann.

Der Wassergehalt des Bodens ist nun so zu regeln, daß er dem Gedeihen der Pflanzen möglichst förderlich ist. Dazu bieten sich verschiedene Wege dar.

Ein übermäßiges Austrocknen des Bodens ist zu bekämpfen durch Erschwerung des seitlichen Wasserabflusses, durch Vergrößerung des Wasserfassungsvermögens des Bodens und durch Verminderung der von ihm ausgehenden Verdunstung. Diese Verminderung ist — vergl. Erster Teil, I. Abschnitt, B. § 2 — erreichbar durch möglichste Verkleinerung der verdunstenden Fläche, z. B. durch Ebnung der Oberfläche, und noch wirksamer durch Auflockern des Bodens, da hierdurch seine kapillare Tätigkeit abnimmt. Mit dem

Auflockern werden zugleich noch andere Vorteile erreicht: es wird dem auffallenden Regen das Eindringen in den Boden erleichtert und dadurch dessen oberflächliches Ablaufen und schnelles Verdunsten verhindert. — Ähnliche Folgen lassen sich herbeiführen durch Bedecken der Bodenoberfläche mit Stoffen, die gar nicht oder doch nur in geringem Maße kapillar wirken: ein Verfahren, das bei der Rimpauschen Moordammkultur, vergl. VI D, angewendet wird. Die aufgebrachte mineralische Bodendeckschicht wirkt um so mehr der Austrocknung entgegen, je grobkörniger sie ist.

Eine übermäßige Durchnässung des Bodens ist zu verhindern durch möglichstes Abfangen des zufließenden Wassers, durch Abführung des eingedrungenen Sickerwassers und durch Beförderung der Verdunstung. Bei zu nassem Boden ist das kapillare Aufsteigen des Wassers zu fördern durch Vergrößerung der verdunstenden Oberfläche mittels Anlage von Rücken usw., durch ein Dichterwalzen der obersten Schicht und durch Abtragen von nicht oder wenig kapillar leitenden Bodenbedeckungen.

Endlich kann durch die künstliche Bewässerung oder die künstliche Zufuhr von Wasser der Wassergehalt des Bodens für den Pflanzenwuchs günstiger gestaltet werden. Mit der Bewässerung soll in vielen Fällen der Boden nicht nur angefeuchtet, sondern auch erwärmt und gedüngt werden. Zu diesen vorteilhaften Wirkungen der Bewässerung gesellt sich eine weitere. Das mit dem Sauerstoff der Luft bereicherte Bewässerungswasser reinigt den Boden dadurch, daß der Luftsauerstoff die Bildung pflanzenschädlicher »Reduktions«-Produkte im Boden verhindert oder bereits entstandene zerstört. Diese nützlichen »Oxydations«-Vorgänge können aber nur dann erwartet werden, wenn das Bewässerungswasser reichlich Luftsauerstoff aufnehmen konnte. Bereits zur Berieselung benutztes Wasser wirkt schwächer oder selbst ungünstig, weil es den gelösten Sauerstoff zum Teil oder ganz verloren und sich dafür mit Kohlendioxyd und mit schädlichen Zersetzungsprodukten des Bodens, z. B. mit Schwefelwasserstoff, angereichert hat. In einem solchen Falle kann aber die reinigende Wirkung des Wassers wieder hervorgerufen werden, wenn bei ausgiebiger Berührung des Wassers mit der atmosphärischen Luft das Kohlendioxyd entweichen kann, die schädlichen Zersetzungsprodukte durch Oxydation zerstört und neue Sauerstoffmengen aufgenommen werden.

Nur ein an Pflanzennährstoffen genügend reiches Bewässerungswasser kann eine düngende Wirkung ausüben. Diese Pflanzennährstoffe können entweder im Wasser gelöst sein oder als ungelöste Schlammteilchen oder Sinkstoffe, im bewegten Wasser schwebend vorkommen. Die letzteren werden auf den bewässerten Böden zum größten Teile abgesetzt, die ersteren fließen, soweit sie nicht von den Pflanzen festgehalten oder vom Boden absorbiert werden, mit dem ablaufenden Wasser wieder ab. Die Menge der gelösten Stoffe richtet sich hauptsächlich nach der Beschaffenheit des Bodens. Besitzt dieser kein großes Absorptionsvermögen, so kann das Bewässerungswasser sogar reicher an gelösten Stoffen wieder abfließen als es zufloß, so daß dann der Boden durch die Bewässerung geradezu verarmt worden ist.

II. Abschnitt.

Die Entwässerung. [2]

A. Allgemeines.

Sümpfe sind übernasse Böden mit stehendem oder stauendem Wasser, die, an sich meistens an Pflanzennährstoffen sehr reich, erst nach richtiger Regelung ihres Wassergehaltes ertragsfähig und auch gesundheitlich verbessert werden. In letzterer Beziehung ist hervorzuheben, daß infolge der stauenden Bodennässe bei wechselnden Wasserständen die vorhandenen organischen Stoffe in Fäulnis übergehen und Krankheit erregende schädliche Ausdünstungen hervorrufen. Es ist außer Frage, daß das Auftreten der Malaria oder des Sumpffiebers diesen Ausdünstungen zuzuschreiben ist, wie ja auch erfahrungsgemäß mit der Trockenlegung größerer Sumpfgebiete eine wesentliche Besserung des Gesundheitszustandes eintritt.

Ein Boden ist als versumpft anzusehen, wenn auf ihm die angebauten Kulturpflanzen wegen übergroßer Bodennässe nicht gedeihen können. Nun sind die Anforderungen der Kulturpflanzen an den Feuchtigkeitsgehalt des Bodens außerordentlich verschieden. Während der Reis als Sumpfgewächs nur gedeiht, wenn bei hoher Temperatur der Boden wenigstens in gewissen Zeiten der Vegetationsperiode stehendes Wasser bis nahe an die Oberfläche aufgenommen hat, verlangen die in unseren Breiten angebauten Kulturgewächse während der Zeit ihres Wachstums einen mehr oder minder tiefen Stand des Grundwassers unter der Oberfläche des Bodens, so daß der Begriff »Sumpf« immer nur bedingt aufgefaßt werden kann. So verlangen Obstbäume eine Tiefenlage des Grundwasserspiegels von 1,3—1,5 m, Getreide und Hackfrüchte eine solche von 0,75 bis 1,25 m, und endlich Wiesen eine Tiefenlage von 0,50—0,75 m. Anschwellungen von kurzer Dauer sind unschädlich, wenn sie bei Garten- und Obstland etwa 0,70 m, bei Ackerland etwa 0,50 m und bei Wiesen etwa 0,20 m unter der Oberfläche bleiben. Die genannten Zahlen gelten für mittlere Bodenverhältnisse und erfahren je nach der Bodenbeschaffenheit geringe Abänderungen. So erfordert bei der Wiesenkultur ein magerer Sandboden wegen seines geringen Kapillarvermögens einen verhältnismäßig hohen Grundwasserstand, wie überhaupt bei Wiesenkulturen stets Vorsicht bei der Senkung des Grundwasserspiegels geboten ist.

In der Regel liegen bei uns die Verhältnisse so, daß die versumpften Niederungen zur Zeit des Frühjahres an zu großer Nässe, im Sommer aber, also zur Zeit des lebhaftesten Pflanzenwachstums, an zu großer Trockenheit leiden. Die Felder können daher wegen zu großer Nässe nicht rechtzeitig bestellt werden, und die Kulturpflanzen verkümmern im Sommer unter der zu großen Dürre. Die Niederung trocknet also zu spät aus und die Nässe stellt sich zu spät wieder ein. Alsdann muß die Bodenfeuchtigkeit durch eine Entwässerung und nachfolgende Bewässerung geregelt werden.

Die Maßnahmen und Arbeiten zu einer solchen Verbesserung oder Melioration eines Gebietes zerfallen in der Regel in zwei Abschnitte, die man als Melioration erster und zweiter Ordnung zu bezeichnen pflegt, und von denen die erstere die Planung und Ausführung des nach wasserbautechnischen Grundsätzen anzulegenden Hauptentwässerungsnetzes, die letztere den Anschluß der einzelnen Grundstücke an dieses umfaßt. Jene fällt also in das Arbeitsgebiet des Bauingenieurs, diese aber liegt mehr dem Kulturtechniker und dem Landwirte ob.

Da die Lage der Kanäle und Gräben des Entwässerungsnetzes erster Ordnung durch die Gelände- und nicht durch die Besitzverhältnisse bedingt wird, so ist die Melioration eines größeren Gebietes nur durchführbar unter Bildung einer Genossenschaft, die entweder freiwillig, d. h. mit Zustimmung aller Beteiligten, oder aber unter zwangsweiser Heranziehung einer etwa widerstrebenden Minderheit erfolgt. Dieser im Wasserrechte vorgesehene Zwang kann aber nur dann ausgeübt werden, wenn im Verwaltungs- oder Rechtswege erkannt wird, daß die Ausführung der Anlage im Allgemeinwohl liegt und ohne Ausdehnung auf die Grundstücke der Minderheit gar nicht oder nicht zweckmäßig ausgeführt werden kann.

B. Vorarbeiten.

Die Festsetzung der zweckmäßigsten Senkung des Grundwasserspiegels erfordert zunächst die genaueste Kenntnis der oft wechselnden Bodenbeschaffenheit des zu entwässernden Gebietes. Sodann ist zu beachten, daß durch eine für den größeren Teil der Niederung zweckentsprechende Senkung des Grundwasserspiegels höhere Gebietslagen zu sehr ausgetrocknet werden können. In diesem Falle wird man bei der Planung dieser Austrocknung durch geeignete Maßnahmen, wie Umwandlung von Wiesenflächen in Äcker oder, wenn möglich, durch die Einrichtung einer Bewässerung Rechnung tragen müssen.

Endlich sind bei der Festsetzung der Grundwassersenkung die klimatischen Verhältnisse zu berücksichtigen. Die oben gemachten Angaben über den zweckmäßigsten Stand des Grundwassers für verschiedene Kulturen beziehen sich auf Gebiete, in denen die Niederschlagsmengen und Temperaturen während der Zeit des Pflanzenwachstums Mittelwerte aufweisen. Bei außergewöhnlichen hohen Niederschlägen, wie sie in höher liegenden Gebirgstälern auftreten, ist eine etwas größere Senkung des Grundwasserspiegels erwünscht. Leidet andererseits das Entwässerungsgebiet unter zu großer Trockenheit im Sommer, dann erscheint ein etwas höherer Grundwasserstand vorteilhaft.

Der Planung einer Entwässerung muß ferner die Ermittlung der Ursachen der Versumpfung vorangehen, die sehr verschiedenartig sein können. In den meisten Fällen kann das das Gebiet versumpfende Wasser aus Mangel an Gefälle oder Vorflut nach dem natürlichen Wassersammler, einem fließenden Gewässer oder einem See, nicht oder nur unvollkommen abfließen. Damit diese natürlichen Wassersammler als solche oder als Vorfluter wirken können, muß ihr Wasserspiegel um die für die Ableitung des schädlichen Grundwassers erforderliche Druckhöhe tieferliegen als der für die Kultur zweckmäßige Grundwasserspiegel im Entwässerungsgebiete. Eine mangelnde Vorflut ist daher meistens durch zu hohe Wasserstände der Sammler bedingt, wie sie bei fließenden Gewässern sich als natürliche Folge ihrer Verwilderung einstellen, mit der stets eine Erhöhung der Bettsohle und eine Verlängerung des Laufes verbunden ist, vergl. Dritter Teil, I. Abschnitt. Sodann kann durch künstliche Stauanlagen, durch Versanden und Verlängerung der Ausmündungen in das Meer und in die Binnenseen ein Aufstau des Wasserspiegels in den natürlichen Wasserzügen eintreten. Ferner kann die Abflußmöglichkeit eingedeichter Niederungen durch zur Zeit der notwendigen Entwässerung auftretendes Hochwasser vorübergehend aufgehoben werden. Letzteres kann als Kuverwasser, vergl. Fünfter Teil, II. Abschnitt, die Versumpfung der Polder verursachen oder noch steigern. Endlich ist festzustellen, woher das den Boden versumpfende Wasser rührt. In dieser Hinsicht liegen, abgesehen von dem zuletzt erwähnten Falle,

zwei Möglichkeiten vor: entweder handelt es sich um Niederschlagswasser, das wegen der Geländegestaltung und Bodenbeschaffenheit keinen Abfluß findet und sich als Stauwasser ansammelt, oder aber um Grundwasser, das dem versumpften Gebiete aus höher gelegenen angrenzenden Gebieten zugeflossen ist.

Zu den Vorarbeiten gehört noch die Vermessung des Gebietes nach Lage und Höhe sowie eine sorgfältige Erforschung seiner hydrologischen Verhältnisse.

C. Die Mittel der Entwässerung.

§ 1. Die Entfernung des fremden Wassers.

Eine versumpfte Niederung wird unter sonst gleichen Umständen um so wirksamer und mit um so geringeren Kosten entwässert werden können, je kleiner die durch die Ableitungsgräben abzuführende Wassermenge ist. Diese Wassermenge setzt sich zusammen aus dem Sammelwasser im Sumpfe und dem von den angrenzenden höheren Gebietslagen der Niederung zufließenden Wasser, dem sogenannten fremden Wasser, das entweder in offenen Wasserläufen oder auch als Grundwasser zugeführt wird. Führen die seitlichen offenen Zubringer Hochwasser, dann überwiegt dieses ganz erheblich das nur geringen Schwankungen unterworfene Sammelwasser im Sumpfe. Die

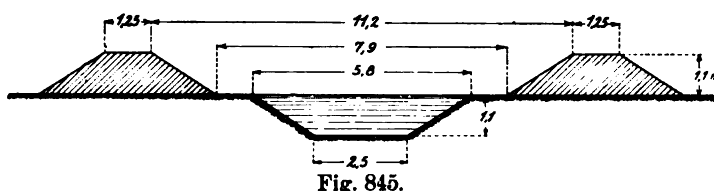


Fig. 845.

Ableitungsgräben müßten daher, falls sie das gesamte Wasser abführen sollten, einen unverhältnismäßig großen Querschnitt erhalten. Überdies würden sie mehr oder minder starken Verlandungen durch die Sinkstoffe ausgesetzt sein, welche die mit größerem Gefälle in sie eintretenden angeschwollenen Seitenbäche anschwemmen würden. Man muß daher bei der Entwässerung tiefliegender Niederungen dafür Sorge tragen, daß möglichst wenig Wasser von höherliegenden Gebieten ober- und unterirdisch in das Entwässerungsgebiet gelange. Das fremde Wasser ist somit in künstlichen, und zwar bei allen Wasserständen vollständig geschlossenen Gräben oder Kanälen, Randgräben oder Randkanälen, nach Möglichkeit um das zu entsumpfende Gebiet herum in den Vorfluter zu leiten. Nur bei sehr lang gestreckten Niederungen ist man genötigt, dieses Wasser in einem hochwasserfrei eingedämmten Kanale durch die Niederung hindurchzuführen, weil sonst die Randkanäle zu lang werden würden. Diese Anordnung ist aber insofern von Nachteil, als das Sumpfgebiet in zwei Teile zerlegt wird, von denen ein jeder gesondert entwässert werden muß.

Die Randkanäle müssen einen solchen Querschnitt und ein solches Gefälle erhalten, daß sie die größten ihnen zufließenden Wassermengen abführen können. Sie müssen ferner so hoch liegen, daß sie bei jedem Wasserstande des Vorfluters frei in diesen entwässern können. Läßt sich letzteres nicht erreichen, dann muß der Randgraben gegen die Niederung bis zu einer solchen Höhe eingedeicht werden, daß weder sein Hochwasser noch das Rückstauwasser des Vorfluters in das Entwässerungsgebiet

eintreten kann. Die Deiche des durch die Niederung geführten Kanales müssen selbstverständlich einen solchen Abstand erhalten, daß zwischen ihnen ein genügend großer Hochwasserquerschnitt verbleibt. Fig. 845 zeigt den Querschnitt eines solchen Kanales nach [3].

Soll das als Grundwasser eintretende Fremdwasser abgefangen werden, dann müssen die Randgräben so tief ausgehoben werden, daß sie in die grundwasserführende Schicht einschneiden. Sie heißen Fanggräben, wenn sie um das Entwässerungsgebiet herum geführt werden und außerhalb des letzteren in den Vorfluter entwässern. Da diese Gräben nur Grundwasser, also verhältnismäßig kleine Wassermengen führen, so kann man sie auch in das Entwässerungsnetz der Niederung einführen, falls sie bei der Führung um das Entwässerungsgebiet herum eine zu große Länge und deshalb ungenügendes Gefälle erhalten würden. Sie werden dann in kurze Strecken zerlegt, die jede für sich nach Binnengräben entwässern, die mitten durch die Niederung geleitet werden. Da diese einzelnen kurzen Strecken oder Kopfgräben wegen ihrer geringen Länge nur einen geringen Gefällebedarf haben und in der Niederung einen tiefer abgesenkten Grundwasserspiegel vorfinden als außerhalb dieser, so bewirken sie eine kräftige Senkung des letzteren.

§ 2. Die Beschaffung der Vorflut.

Eine versumpfte Niederung kann nur dann entwässert werden, wenn dem in Gräben gesammelten Wasser die Vorflut beschafft wird. Je nachdem der Wassersammler oder Vorfluter, der, wie schon bemerkt, ein natürlicher Wasserlauf oder ein Binnensee oder endlich das Meer sein kann, tiefer oder höher liegt als das zu entwässernde Gebiet, ist die Vorflut eine natürliche oder künstliche. Bei der künstlichen Vorflut wird entweder das zu entwässernde Gebiet erhöht oder es wird das Wasser künstlich gehoben.

1. Die natürliche Vorflut.

a) Ist die Versumpfung auf einen zu hohen Wasserstand des durch einen Wasserlauf gebildeten Vorfluters zurückzuführen, so ist dessen Wasserspiegel zu senken, falls das technisch möglich und wirtschaftlich zweckmäßig sein sollte. Die Mittel zur Senkung ergeben sich aus den Ursachen des hohen Wasserstandes. In vielen Fällen wird schon eine Räumung der Wasserläufe von Ufer- und Bett-Verkrautungen sowie von Sinkstoffablagerungen die gewünschte Senkung herbeiführen und dauernd erhalten, wenn durch gehörige Befestigung der Abbruchufer und die Verbauung seitlicher Zuflüsse der weiteren Geschiebezufuhr Einhalt getan wird. Ist der zu hohe Wasserstand durch die Verwilderung des Wasserlaufes herbeigeführt, die ja stets mit Stromspaltungen und starken Laufkrümmungen verbunden ist, dann wird eine Regelung der verwilderten Flußstrecke eine erhebliche Spiegelsenkung veranlassen, die durch Begradigung der Flußkrümmungen mittels Durchstiche bedeutend vergrößert werden kann. Dabei ist aber stets sorgfältig zu untersuchen, ob die damit bewirkte Verkürzung des Flußlaufes nicht Schädigungen hervorruft, denen ein entsprechender wirtschaftlicher Gewinn nicht gegenübersteht. Solche Schädigungen können durch vermehrte Verschotterung der stromabwärts liegenden Strecken, durch Beeinträchtigung von Interessen etwaiger Stauberechtigter oberhalb des Durchstiches, durch Wertminderung anliegender Wiesengrundstücke infolge zu tiefer Senkung des Grundwasserspiegels hervorgerufen werden.

b) Ist die Versumpfung eines größeren Gebietes durch zu hohen Wasserstand eines Landsees verursacht, dann wird zu untersuchen sein, ob durch Senkung des Seespiegels das an stauender Nässe leidende Gebiet entwässert werden kann. Die zur Ableitung des Seewassers erforderliche Vorflut ist verhältnismäßig leicht zu beschaffen, wenn das abzuleitende Seewasser ohne besondere technische Schwierigkeiten einem benachbarten Wasserlaufe zugeführt werden kann, der das Seewasser unschädlich aufzunehmen und weiterzuführen vermag. Ist jedoch der Wasserlauf durch hohe Felsrücken vom See getrennt, dann erfordert die Ableitung des Seewassers die sehr kostspielige Anlage eines Stollens, und es wird bei solcher Sachlage sorgfältig zu prüfen sein, ob der durch die Senkung zu erwartende Gewinn die großen Ausgaben rechtfertigt.

Das letztere wird um so mehr der Fall sein, je tiefer der Seespiegel abgesenkt wird, je flacher das Seebecken und je fruchtbarer der Seeboden an sich ist, weil diese Umstände einen erheblichen Gewinn an kulturfähigem Boden erwarten lassen.

Es kann aber nicht dringend genug empfohlen werden, namentlich die Beschaffenheit des Seegrundes durch Entnahme von Bodenproben aus Bohrlöchern sorgfältigst festzustellen. Insbesondere ist die Mächtigkeit der obersten lockeren aufgeschwemmten Bodenschicht zu ermitteln und das Maß ihres Setzens nach erfolgter Trockenlegung einzuschätzen oder durch den Versuch zu bestimmen. Erst auf Grund dieser Vorerhebungen kann die Spiegelsenkung zutreffend festgesetzt werden, die so tief bewirkt werden muß, daß auch nach erfolgtem Setzen der für die Kulturpflanzen erforderliche Grundwasserstand durch das Entwässerungsnetz gehalten werden kann.

Ferner ist sorgfältig zu prüfen, ob die bestehenden Ufergelände durch die Spiegelsenkung nicht zu sehr ausgetrocknet werden, welche Kulturänderungen dadurch bedingt werden und welche Entschädigungen gegebenenfalls für die Entwertung dieser Gebiete zu leisten sein werden. Auch bei der Seesenkung ist, so weit dieses tunlich, durch Randgräben das fremde Wasser fernzuhalten und um das Entwässerungsgebiet herumzuleiten. Ist letzteres nicht möglich, dann muß das Fremdwasser in einem eingedämmten Kanal durch das Becken hindurchgeleitet werden.

Eine gänzliche Trockenlegung von Seebecken wird nur ausnahmsweise zu ermöglichen sein; meistens bleibt an der tiefsten Stelle des Sees ein kleines Wasserbecken bestehen, namentlich wenn seine Trockenlegung unverhältnismäßig große Schwierigkeiten verursachen würde. Es wirkt dann als Ausgleichsbecken zwischen den Zu- und Abflüssen.

Der Ableitungskanal muß mit einer Schleuse oder mit Sperrbuhnen aus Strauchwerk versehen werden. Bei größeren Seesenkungen werden mehrere solcher Sperrbuhnen mit verschiedener Kronenhöhe hintereinander erbaut, so daß die Senkung allmählich und ohne zu großen Wasserdruck bewirkt werden kann. Bei kleineren Seesenkungen kann man die Sperrbuhnen entsprechend der zunehmenden Senkung allmählich erniedrigen.

c) Meistens werden Versumpfungen durch Stauanlagen in den Bächen und Flüssen verursacht, namentlich wenn diese ein schwaches Gefälle haben. Aber gerade dann liegen die Umstände auch meistens so, daß die Beseitigung einer Stauanlage eine solche Entschädigung des Stauberechtigten bedingt, daß nur bei sehr großer Ausdehnung der durch das Stauwerk versumpften Fläche und geringem Werte der Wasserkraftanlage die Ablösung der letzteren wirtschaftlich begründet ist.

d) Ist es aus irgendeinem Grunde untunlich oder unmöglich, den Wasserspiegel im Vorfluter zu senken, so kann man dem die Niederung entwässernden Graben da-

durch die erforderliche Vorflut geben, daß man ihn als Parallelgraben neben dem Fluße weiter abwärts leitet und ihn erst später in diesen ausmünden läßt. Es wird dann bei gleicher Länge des Parallelgrabens um so mehr an Vorflut gewonnen, je größer das Flußgefälle und je kleiner das Grabengefälle ist. Eignet sich daher dieses Verfahren besonders für Niederungen an Flüssen mit starkem Gefälle, so wird man um so mehr darauf bedacht sein müssen, dem Parallelgraben einen möglichst kleinen Gefällebedarf zu sichern, je kleiner das Flußgefälle ist und je tiefer der Anfang des Parallelgrabens unter dem Flußspiegel liegt. Hierfür ist der Umstand günstig, daß das im Graben abzuführende Sumpfwasser stets sehr rein ist und deshalb auch bei kleiner Geschwindigkeit keine Versandung des Grabens veranlaßt. Der hiernach schon an sich kleine Gefällebedarf wird durch einen möglichst günstigen Abflußquerschnitt des Grabens, vergl. Erster Teil, II. Abschnitt, A. § 3, noch mehr ermäßigt. Wird der Parallelgraben von einem Bache gekreuzt, der in den Fluß einmündet, dann ist der in der Regel höherliegende Bach mittels einer Bachbrücke über den tieferliegenden Parallelgraben zu führen und nicht in den Graben einzuleiten, weil dieser dann wegen der größeren Wassermenge ein größeres Gefälle erhalten müßte und auch durch die Sinkstoffe, die der Bach bei Hochwasser führt, verflachen, also in doppelter Hinsicht an Wirksamkeit verlieren würde. Die Unterführung des Grabens unter den Bach empfiehlt sich aber auch dann, wenn die Wasserspiegel beider Wasserläufe an der Kreuzungsstelle in

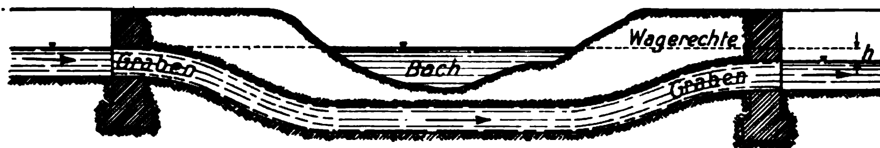


Fig. 846.

nahezu gleicher Höhe liegen. Der Graben ist dann nach Fig. 846 in sanfter Krümmung unter den Bach zu führen. Da das Grabenwasser verhältnismäßig rein ist, so ist eine Verstopfung der Unterleitung durch gröbere Sinkstoffe nicht zu befürchten. Zur Überwindung der in der Unterleitung auftretenden Bewegungswiderstände wird eine gewisse Druckhöhe h, Fig. 846, erfordert, die sich nach den Anleitungen des Ersten Teiles, II. Abschnitt, A. leicht berechnen läßt, wie das später bei den Dükern der Schiffahrtskanäle gezeigt werden wird. Der Parallelgraben erfordert ferner Brücken zur Überleitung etwaiger Wege und in der Regel auch eine Schleuse an seiner Ausmündung in den Fluß.

Alle diese Umstände können die Anlage eines Parallelkanales erheblich verteuern, so daß es bisweilen geboten erscheint, vergleichende Entwürfe für die Senkung des Wasserstandes im Vorfluter und für die Anordnung eines Parallelkanales aufzustellen sowie an der Hand von Kostenanschlägen und Rentabilitätsberechnungen das zweckmäßigste Verfahren ziffernmäßig zu ermitteln.

e) Ist mit keinem der angegebenen Verfahren die natürliche Vorflut nach dem Flusse oder dem See zu erhalten, dann kann ausnahmsweise eine Versenkung des im Sumpfgebiete angesammelten Wassers in eine wasserleitende Schicht des Untergrundes in Frage kommen, falls eine in nicht zu großer Tiefe unter der Oberfläche liegende wasserdurchlässige Schicht die in sie versenkte Wassermenge auch wirklich abführen kann. Es wird alsdann die obere undurchlässige Deckschicht durch Bohr-

löcher oder auch durch Brunnen durchstoßen, durch welche das auf der Deckschicht angesammelte Sumpfwasser in die ableitende durchlässige Schicht versinkt. Die Anzahl der Löcher läßt sich nur von Fall zu Fall durch den Versuch bestimmen. Es finden sich Ausführungen, bei denen bis zu 6000 Löcher auf einen Hektar vorkommen. Das Verfahren hat insbesondere in Holland Anwendung, aber auch dort keine Verbreitung gefunden und heißt daher auch wohl holländische Drainage. Es erfordert die sorgfältigsten Vorerhebungen über die Lage, Mächtigkeit und Grundwasserführung sowie über den Verlauf der durchlässigen Schicht und darf nur angewendet werden, nachdem festgestellt ist, daß die Durchbrechung der undurchlässigen Deckschicht nicht etwa einen Grundwasseraustritt von unten nach oben in das Sumpfgebiet herbeiführt. Eine solche Gefahr liegt vor, wenn das Grundwasser in den Bohrlöchern hoch steigt, also unter hydrostatischem Überdruck steht oder artesisch gespannt ist. Endlich ist auch mit der Möglichkeit zu rechnen, daß im Laufe der Zeit der Porengehalt der wasserführenden Schicht durch Verschlämmung abnimmt: dann würde ihre entsumpfende Wirkung mehr und mehr abnehmen und nach längerer oder kürzerer Zeit ganz aufhören.

2. Die künstliche Vorflut.

a) Die Aufschwemmung oder Auflandung (Kolmation).

Die Entsumpfung kann auch durch Aufhöhung des Geländes mittels Aufleitung von sehr sinkstoffreichem Wasser bewirkt werden, wobei gleichzeitig — und das ist der eigentliche Hauptzweck des Verfahrens — auf einem unfruchtbaren Geröllеboden eine fruchtbare Kulturdecke gebildet wird. Für die Erzielung einer wirksamen Auflandung muß daher zunächst ein an Sinkstoffen sehr reicher Wasserlauf zur Verfügung stehen, sodann muß das aufzulandende Gebiet so tief liegen, daß das zur Erzeugung einer genügend großen Geschwindigkeit in dem Zuleitungskanale erforderliche Gefälle vorhanden ist. Diese Geschwindigkeit muß so groß sein, daß die Sinkstoffe des Flußwassers erst auf der aufzuhöhenden Fläche zur Ablagerung gelangen, sie muß daher um so größer sein, je schwerer die Sinkstoffe sind. Die hiernach im Zuleitungskanale erforderliche Geschwindigkeit wird am besten fallweise durch den Versuch ermittelt.

Will man lediglich einen Geröllboden mit einer fruchtbaren Schlammschicht bedecken und liegt die aufzulandende Fläche höher als der Fluß, dann muß dieser oberhalb der zu verbessernden Fläche durch ein Wehr aufgestaut werden und der Zuleitungskanal aus dem Oberwasser abzweigen. Die Höhe des Aufstaues und die Lage der Abzweigung werden durch das dem Zuleitungskanal zu gebende Gefälle bedingt. Soll in dem Kanal lediglich leichter Schlamm abgeführt werden, dann genügt bei größeren Kanälen ein Gefälle von etwa 0,0005 und bei kleineren ein solches von etwa 0,003 bis 0,004. Soll aber auch Sand auf die Fläche geleitet werden, dann müssen die größeren Kanäle ein Mindestgefälle von etwa 0,002 und die kleineren ein solches von etwa 0,01 erhalten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß auch nach erfolgter teilweiser Auflandung noch Wasser auf die Fläche geleitet werden muß.

Nur wenige Gebirgsflüsse eignen sich zu Auflandungen während des ganzen Jahres, meistens ist die Sinkstoffführung nur bei Hochwasser genügend, so daß oft eine Reihe von Jahren vergeht, bis die für eine geregelte Abwässerung notwendige Aufhöhung erreicht ist. Über den Sinkstoffgehalt einiger Wasserläufe bringt Perels [2] nach Breitenlohner, Wolfbauer, Hervé Mangon und Letheby folgende Angaben.

Der Sinkstoffgehalt eines Kubikmeters Wasser beträgt in g:

Monat	Elbe bei Lobositz	Donau bei Greifenstein (Wien)	Var	Marne	Seine
Januar	30	240	52	61	19
Februar . . .	367	106	53	100	10
März	75	135	375	107	27
April	30	67	393	28	7
Mai	31	168	521	20	8
Juni	64	165	11 157	13	8
Juli	86	198	1 673	8	5
August	306	101	2 230	7	4
September . .	21	130	740	7	6
Oktober . . .	3	23	8 500	5	4
November . .	33	12	546	70	46
Dezember . .	50	19	271	152	49

Nach der gleichen Quelle (Breitenlohner) betrugen die Schlammengen der Rienz bei Brunek in Tirol während des Hochwassers im September 1882:

September	Schlammenge in 1 cbm Wasser g	September	Schlammenge in 1 cbm Wasser g
16	43 929	23	7928
17	59 738	24	6373
18	47 850	25	5825
19	40 163	26	5326
20	12 386	27	4069
21	12 343	28	2836
22	10 164	29	2817
		30	2280

Überdies wurde gefunden der Größtwert der Schlammenge:

Am 16. September = 57 382 g/cbm
» 17. » = 75 544 »
» 18. » = 56 028 »
» 19. » = 46 649 »

Die Auflandung bedingt die Umwandlung des zu erhöhenden Gebietes in Klärbecken. Es wird daher mit einem Ringdeiche umgeben und durch niedrige Zwischendämme in einzelne Abteilungen zerlegt. Die Höhe des Ringdeiches richtet sich nach der Höhe der aufzuleitenden Wasserschicht, die ihrerseits wiederum von der verfügbaren Wassermenge und dem Sinkstoffgehalte des Flußwassers abhängt. Meistens beträgt die Stauhöhe in den Klärbecken 0,5 bis 1,0 m und die Höhe des in seiner Krone 1 bis 1,5 m breiten Ringdeiches etwa 1,0 bis 1,5 m. Die Höhe der Zwischendämme wird gleich der Stauhöhe gemacht.

Der eingedeichte und über etwaige Abzugsgräben zu führende Zuleitungskanal leitet das Flußwasser zunächst in das oberste Becken, von dem aus das Wasser in dünner Schicht über den ersten Zwischendamm in das zweite usw. Becken abfließt.

Sind alle Becken angefüllt, dann würde, falls der Zufluß noch fortdauern würde, das Wasser den Ringdeich überströmen und ihn zerstören, wenn sein Abfluß nicht seinem

Zuflusse entsprechend geregelt werden würde. Das wird durch eine Vertiefung in dem äußeren Begrenzungsdeiche des letzten, untersten Beckens bewirkt, deren aus Figuren 847a und b ersichtliche Ausbildung den Deich vor den Angriffen des überstürzenden Wassers schützt. Der Rücken der Vertiefung liegt etwa 0,15 m höher als der Stauspiegel im Becken. Die Vertiefung wirkt als vollkommener Überfall, die Länge ihres Rückens ist mit der bekannten Wassermenge nach der Anleitung des Vierten Teils, I. Abschnitt, C. § 1 zu berechnen. Ist das erste Becken aufgelandet, so wird der erste Zwischendamm bis zur Höhe des Ringdeiches erhöht und das Wasser unmittelbar in das zweite Becken, hierauf in das dritte usw. eingeleitet. Die Anlage kann in der Richtung, in der das Gelände erhöht werden soll, durch Verlängerung der seitlichen Außendeiche und Bildung eines neuen unteren Abschlußquerdeiches sowie neuer Zwischendämme allmählich vergrößert werden.

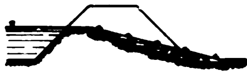


Fig. 847a.

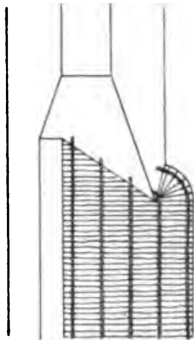


Fig. 847b.

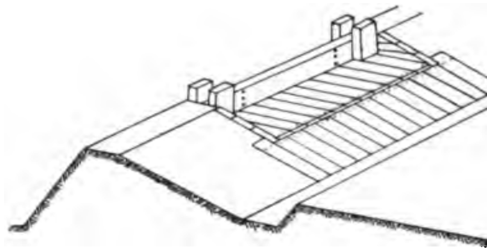


Fig. 848. Ablassen des Aufschwemmungswassers mittels Versatzbohlen. Ansicht.

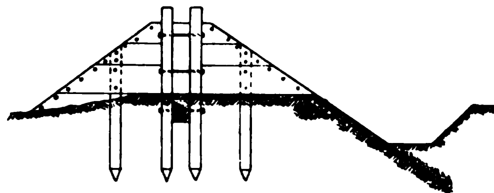


Fig. 849. Ablassen des Aufschwemmungswassers mittels Versatzbohlen. Durchschnitt.

Nachdem das Wasser seine Sinkstoffe in den Klärbecken vollständig abgesetzt hat, wird es aus diesen von der Oberfläche aus abgelassen. Zu dem Zwecke sind in dem seitlichen äußeren Begrenzungsdeiche eines jeden Beckens hölzerne Auslaßvorrichtungen angebracht, die nach Figuren 848 und 849 mit Versatzbohlen geschlossen sind. Letztere werden nacheinander ausgehoben. Sobald das Wasser trübe wird, muß der Abfluß unterbrochen werden.

Im südlichen Frankreich und in Italien (Toskana) ist die Auflandung zwar mit großem Erfolge angewendet worden, kann aber wegen der selten zutreffenden Vorbedingungen eine nur verhältnismäßig beschränkte Verbreitung finden. Sind diese Vorbedingungen vorhanden, dann eignet sie sich nur für die Verbesserung größerer Gebiete, da anderenfalls der wirtschaftliche Nutzen mit den Kosten der Anlage nicht im Einklange stehen würde. Der Auflandung sollte aber, mehr denn bisher, dort Beachtung geschenkt werden, wo es sich um die Aufhöhung und Fruchtbarmachung versumpfter und verschotterter Talebenen der reiche Sinkstoffmengen führenden Gebirgsflüsse handelt.

b) Die mechanische Hebung des Wassers.

Eine durch Eindeichung gegen hohes Außenwasser geschützte Niederung kann zwar bei niedrigem Außenwasser durch Deichschleusen oder Siele mit natürlicher Vorflut entwässern, nicht aber zu Zeiten hoher Außenwasserstände, da dann die Siele geschlossen bleiben müssen. Die natürliche Entwässerung eingedeichter Polder wird also zeitweise im Binnenlande durch das Hochwasser der Flüsse, an Küsten flutloser Meere durch hohe, bei auflandigen Winden sich einstellende Außenwasserstände und im Ebbe- und Flutgebiete durch die Flut unterbrochen.

Es können dann in den beiden ersten Fällen die Polder nur durch künstliche Hebung des Wassers mittels Schöpfwerke entwässert werden, während im Flutgebiete eine künstliche Entwässerung notwendig wird, wenn die in jeder Tide bei niedrigem Außenwasser geöffneten Siele eine unzureichende Senkung des Binnenwassers herbeiführen. Wenn schon Niederungen, die mit natürlicher Vorflut entwässern, durch Randgräben entlastet werden müssen, so ist die Fernhaltung des fremden Wassers durch solche erst recht notwendig für künstlich zu entwässernde Niederungen, um die auszuschöpfende Wassermenge möglichst klein zu erhalten.

Das Schöpfwerk besteht aus der Wasserhebemaschine und der Kraftmaschine und befindet sich in der Regel unmittelbar neben der Auslaßschleuse an der tiefsten Stelle der Niederung. Das Binnenentwässerungsnetz muß mit möglichst geringem Gefälleverlust das auszuschöpfende Wasser ihm zuleiten, da mit dem Gefälleverlust die Hubhöhe zunimmt, die Vergrößerung der Hubhöhe aber eine dauernde Erhöhung der Betriebskosten zur Folge hat. Es sind daher die zum Pumpensumpf führenden Binnenkanäle und Gräben sorgfältig anzulegen und zu unterhalten. Der Querschnitt des Hauptzuleiters ist so zu bemessen, daß die Pumpen bei vollem Betriebe stets den nötigen Wasserzufluß erhalten.

Handelt es sich um ein großes Entwässerungsgebiet mit einzelnen tieferliegenden und weit voneinander entfernten Teilen, dann kann es sich als vorteilhaft erweisen, außer dem Hauptschöpfwerke noch Nebenschöpfwerke zu errichten, da bei sehr großer Länge und sehr kleinem Gefälle die Anlage und Unterhaltung des Hauptentwässerungskanales teurer werden kann als die Anlage und der Betrieb eines zweiten und dritten Schöpfwerkes. Diese Nebenschöpfwerke entwässern entweder unmittelbar in den äußeren Vorfluter oder zunächst in einen Randgraben.

Im Ebbe- und Flutgebiete empfiehlt es sich, das Wasser während des Hochwassers zuerst in ein binnendeichs angelegtes längeres Rinnsal, den sogen. Mahlbusen, zu heben, aus dem es während des Niedrigwassers mit natürlichem Gefälle durch eine Deichschleuse abfließt.

Die Schöpfzeit ist von Fall zu Fall zu bestimmen. Für sie sind die Witterungsverhältnisse, die Kulturart und der Beginn des Pflanzenwachstums im Frühjahr maßgebend. Je nach diesen Einflüssen schwankt die Frühjahrsschöpfzeit zwischen etwa 10 und 30 Tagen. Die Bestimmung der zu hebenden Wassermenge ist eine sehr unsichere: die zu Beginn der Trockenlegung, etwa 14 Tage vor Ende der Schneeschmelze, in der Niederung vorhandene Wassermenge kann zwar aus dem Flächennivellement berechnet werden und es läßt sich auch ihre Vermehrung um die Regenmenge, die während der Schöpfzeit auf das Einzugsgebiet niedergeht und der Niederung zufließt, einigermaßen zutreffend einschätzen. Dahingegen ist eine genaue Berechnung des Quell- und Kuverwassers unmöglich, so daß nur rohe Schätzungen möglich sind. Die

geschätzte Wassermenge ist um die während der Schöpfzeit auftretenden Verluste durch Verdunstung zu verringern, deren Einschätzung ebenfalls eine sehr unsichere ist.

Für günstige Verhältnisse wird man vielleicht mit einer Wassermenge von 0,35 sl/ha auskommen, bei ungünstigen Verhältnissen, wie sie insbesondere die tieferliegenden Gebiete der Niederungsmarschen aufweisen können, kann sich die zu hebende Wassermenge bis auf etwa 0,80 sl/ha erhöhen. Im allgemeinen nimmt die auf die Flächeneinheit des Polders bezogene Wassermenge mit zunehmender Größe des Polders ab.

Die Hubhöhe h ergibt sich aus dem Unterschiede zwischen dem zu haltenden mittleren Grundwasserstande im Entwässerungsgebiet, der von den Bodenverhältnissen und der Kulturart abhängt, und dem Außenwasserstande. Dabei ist aber zu beachten, daß häufig nach der Trockenlegung der Boden sich senkt und die Anforderungen der Besitzer sich steigern.

Ist die nach der wirklichen Betriebsdauer zu ermittelnde sekundlich zu fördernde Wassermenge gleich Q cbm und ist h in m gegeben, dann ist die im gehobenen Wasser gemessene Leistung der Kraftmaschine in »Wasserpferdestärken«

$$N_w = \frac{1000 \cdot Qh}{75}.$$

Ist ferner N_i die im Dampfzylinder der Kraftmaschine indizierte Leistung, dann bezeichnet

$$100 \cdot \frac{N_w}{N_i}$$

den Wirkungsgrad des Schöpfwerkes.

Es ist praktisch ohne Wert, hierbei noch die sogenannte »effektive« Leistung, d. h. die an der Maschinenwelle gemessene Arbeit zu berücksichtigen, da jeder Fördermaschine ihre besondere Übersetzung vom Dampfzylinder ab eigen ist.

Der den dynamischen Wert der Schöpfmaschine bezeichnende Ausdruck $100 \cdot \frac{N_w}{N_i}$ schwankt bei 32 von Post [4] angeführten Schöpfwerken zwischen 13,4 bei einer Hubhöhe $h = 0{,}19$ m bis zu 73,4 bei einem $h = 5{,}03$. Im Mittel darf er mit etwa 50 angenommen werden. Mit dieser Annahme berechnet sich die erforderliche Leistung der Kraftmaschine zu

$$N_i = \frac{100 \cdot N_w}{50} = \frac{2000}{75} \cdot Qh \cong 27\, Qh.$$

An der vorerwähnten Stelle hat Post über die Ausbildung von Dampfschöpfwerken zur Entwässerung von Niederungen eine Fülle grundlegender Gesichtspunkte entwickelt, die kurz wiedergegeben sein mögen. Die indizierte Leistung N_i wird verbraucht zur Erzeugung der Nutzleistung N_w, zur Bildung der hierbei erforderlichen Wassergeschwindigkeit sowie drittens zur Überwindung aller vom Dampfkolben ab auftretenden Widerstände. Nun steht die erste Leistung im geraden Verhältnisse zur Förderhöhe, während bei gleicher Wassergeschwindigkeit die zweite unveränderlich und die dritte für jedes einzelne Schöpfwerk fast stets die gleiche ist, aber mit zunehmender Wassergeschwindigkeit erheblich anwächst. Der Wirkungsgrad jedes Systems nimmt daher mit der Förderhöhe zu. Da ferner die Arbeiten der zweiten und dritten Leistung im quadratischen und noch stärkeren Verhältnisse der Wassergeschwindigkeit zunehmen, so arbeitet das Schöpfwerk am vorteilhaftesten, bei dem die geringste Wassergeschwindigkeit erzeugt wird. Hierbei ist jedoch zu beachten, daß die letztere größere Gerinne,

also größere Anlagekosten erfordert, so daß vielleicht der Vorteil des billigeren Betriebes aufgehoben wird. Bei einigen Arten von Schöpfwerken wird die dritte schädliche Leistung durch die Veränderungen der Wasserstände wesentlich vergrößert.

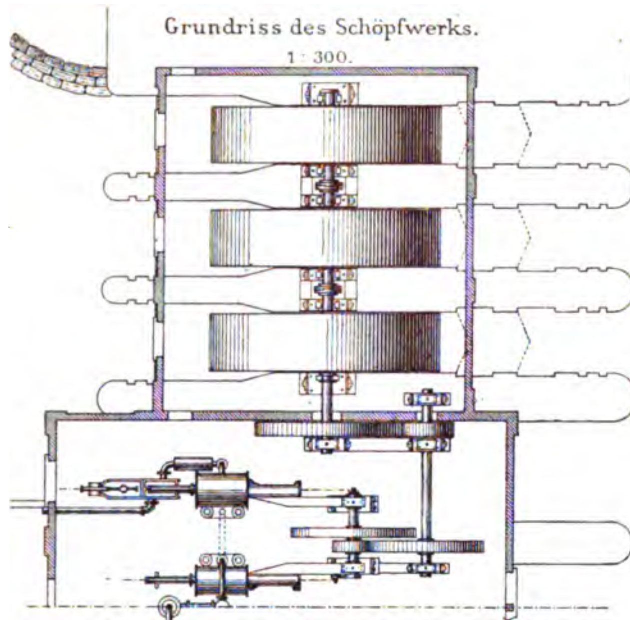


Fig. 850 a.

Als Wasserhebemaschinen scheiden für Dampfschöpfwerke aus die Wasserschnecken sowie die Saug- und Saug- und Druckpumpen. Die Wasserschnecken erfordern bei großen Förderhöhen teuere Grundbauten, da sie viel Platz einnehmen, sie gestatten keine bequeme Kraftübertragung und arbeiten stets mit verlorener Förderhöhe. Die Saug- und Saug- und Druckpumpen sind deshalb ungeeignet, weil das zu fördernde Wasser unrein ist und deshalb in den Klappen sich Fremdkörper festsetzen können, die den Wirkungsgrad erheblich herabmindern.

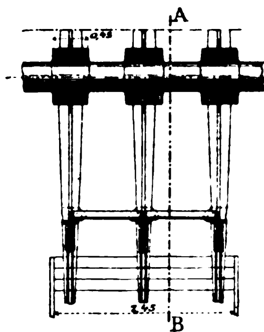


Fig. 850 c.

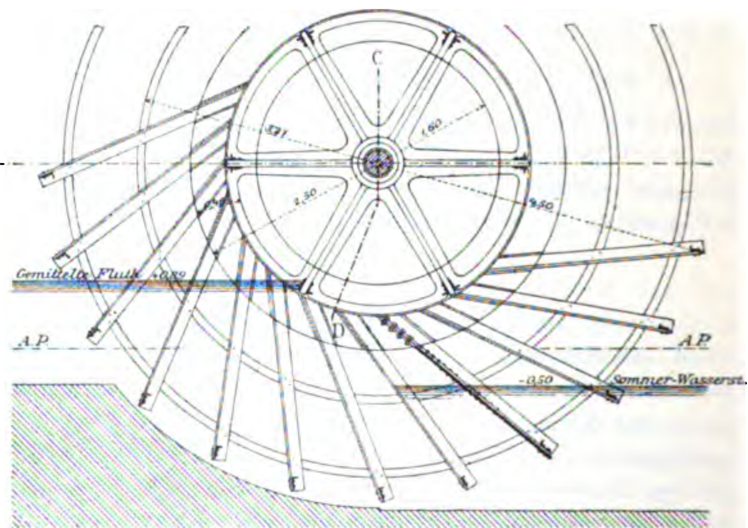


Fig. 850 b.

Überdies müssen die Klappen wegen der heftigen Stöße beim Zuschlagen häufiger ausgebessert werden, veranlassen also sehr unerwünschte Betriebsunterbrechungen.

Als Wasserhebemaschinen kommen in Frage Wurfräder, Pumpräder, Kreiselpumpen (ohne besonderes Gehäuse) und Heberzentrifugalpumpen.

Wurfräder. Ihre Bauart geht aus den Figuren 850a bis c, 851a bis e und 852a und b, hervor. Das Wasser wird mit der verhältnismäßig kleinen, also günstigen, Geschwindigkeit von etwa 1,25 bis 2,25 m gefördert. Durch Veränderung der Umdrehungsgeschwindigkeit können sehr verschiedene Wassermengen ohne wesentliche Kraftverluste mit einem Rade gefördert werden. Ein rascher Gang bewirkt zwar einen weniger

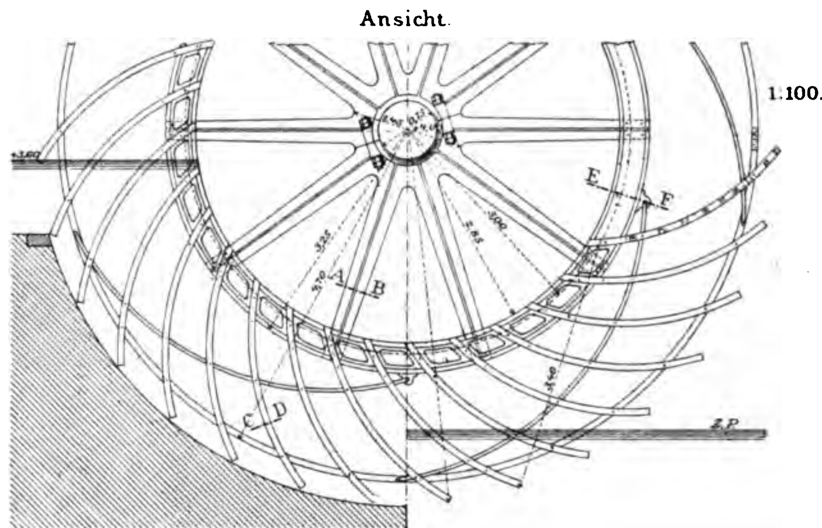


Fig. 851a.

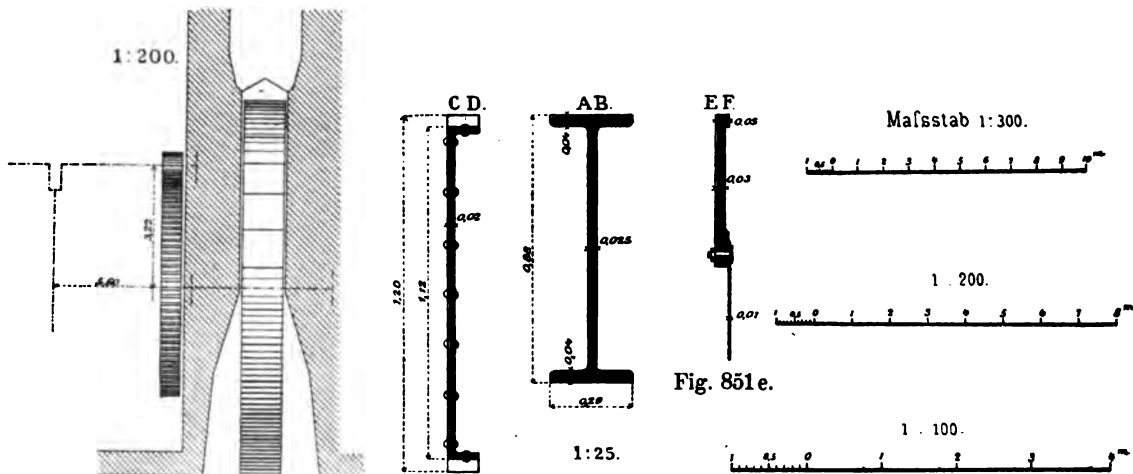


Fig. 851b. Fig. 851c. Fig. 851d. Fig. 851e.

günstigen Ein- und Austritt der Schaufeln, was aber bei richtiger Schaufelform und genügend großem Durchmesser weniger bedeutungsvoll ist als der Vorteil, daß er den Rückfluß des Oberwassers durch den Spielraum zwischen Rad, Gerinne und Aufleiter verhindert. Der Durchmesser D, Fig. 853, ergibt sich nach Foster aus

$$D = 5{,}43\sqrt{t+h}.$$

Je größer D ist, um so besser läßt sich der Ein- und Austritt der Radschaufeln gestalten. Ein fehlerhafter Eintritt ist viel schädlicher als ein etwas unvorteilhafter Austritt der Schaufeln, da das dicht vor dem Rade aufgeschleuderte Wasser nur einen sehr geringen Teil der Fördermenge bildet. Die geraden Schaufeln sollen tunlichst

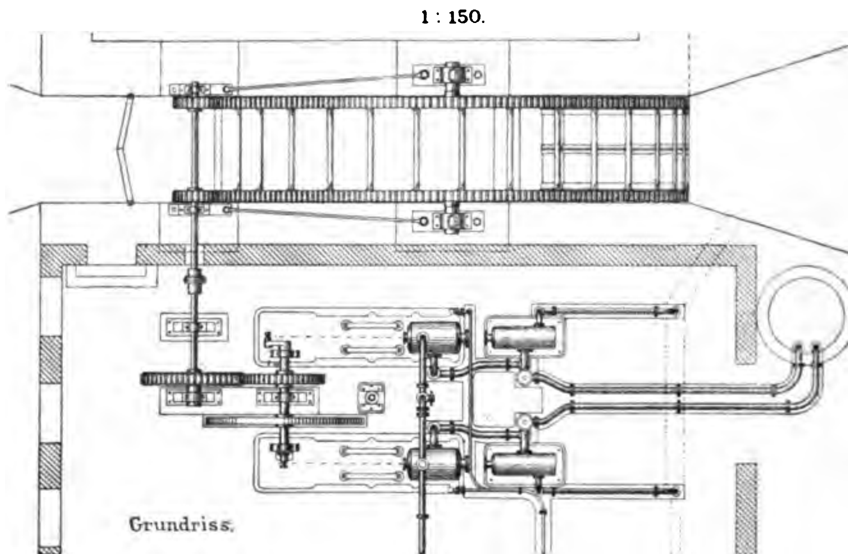


Fig. 852a.

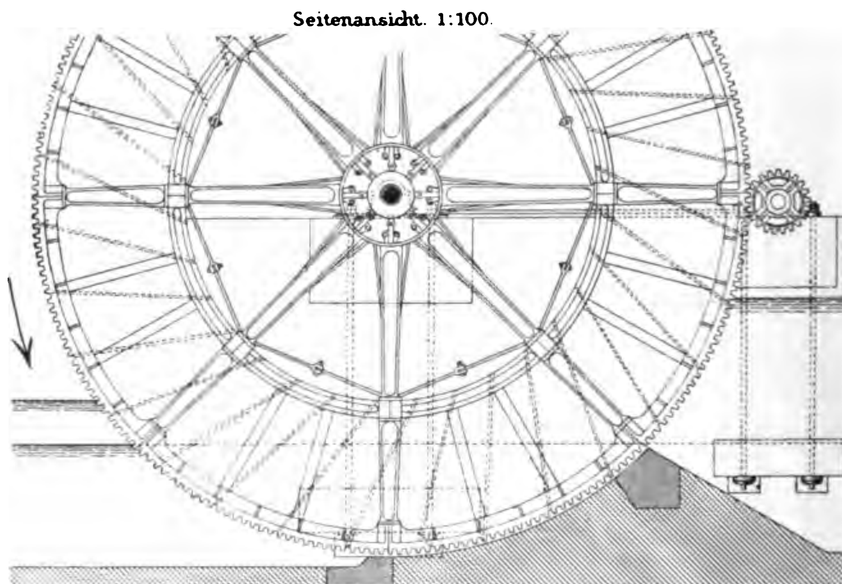


Fig. 852b.

spitzwinklig, die gebogenen den Unterwasserspiegel berührend eintauchen, um ein starkes Aufschlagen der Schaufeln oder einen schädlichen Rücklauf des Unterwassers dicht an den Schaufeln zu verhüten. Die gebogenen Schaufeln treten günstiger aus dem Oberwasser aus als die geraden. Der Teil des Gerinnes, in dem der dichte Anschluß an

das Rad stattfindet, heißt **Aufleiter**. Er muß so lang sein, daß er mindestens zwei Schaufelweiten umfaßt. Um den Eintritt des Wassers in das Rad zu erleichtern, wird das Gerinne unterhalb des Aufleiters trichterförmig nach unten und nach den Seiten erweitert. Am oberen Ende des Aufleiters wird vor dem Rade die sogenannte **Wachttüre** angebracht, s. Fig. 852a, die bei Stillstand des Rades durch den Druck des Oberwassers geschlossen wird, sich aber von selbst durch den Druck des ausgeworfenen Wassers öffnet, sobald das Werk in Betrieb gesetzt wird. Bei schmalen Wurfrädern wird sie einflügelig, bei breiten aber zweiflügelig als Stemmtor angelegt. Ganz besonders wichtig ist es, daß der Spielraum zwischen dem Rade einerseits und dem Gerinne und dem Aufleiter andererseits möglichst klein ist. Das bedingt eine durchaus sichere Gründung und eine besonders sorgfältige Ausführung des Gerinnes, das am besten in glatter Quadermauerung hergestellt wird, da Zementputz durch die Einwirkung des Frostes abblättern kann.

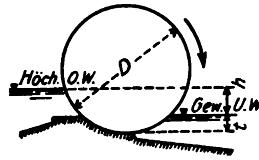


Fig. 853.

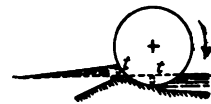


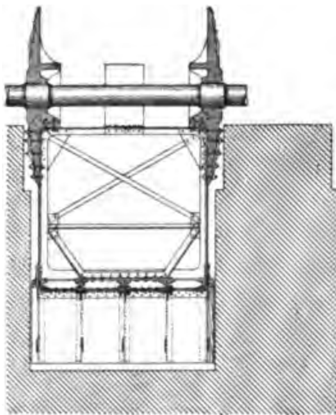
Fig. 854.

Wurfräder eignen sich besonders für mittlere Förderhöhen bis zu etwa 3,0 m, wenn es sich um sehr große Wassermengen handelt und wenn die Schwankungen des Ober- und Unterwasserspiegels nur unerheblich sind.

Bei sehr kleinen Förderhöhen arbeiten die Wurfräder sehr ungünstig. Es muß nämlich der feste Aufleiter behufs Trennung des Ober- und Unterwassers mindestens bis zum gewöhnlichen Unterwasserspiegel hinaufgeführt werden, so daß bei Förderhöhen zwischen Null und der Eintauchungstiefe t des Rades — vergl. Fig. 854 für eine Förderhöhe = 0 — eine **verlorene** Förderhöhe erzeugt werden muß.

Pumprad bei Mastenbroek.

1:100.


Fig. 855b.

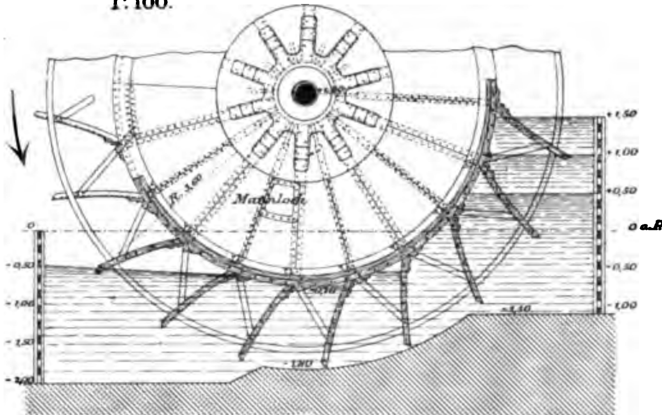


Fig. 855a.

Den Wurfrädern ist der Nachteil eigen, daß sie durch Eis leicht beschädigt werden und deshalb jährlich wiederkehrende Ausbesserungen erfordern, die den Beginn des Betriebes meistens um mehrere Tage verzögern. Die in Fig. 852 dargestellte Kraftübertragung am Radumfange ist der an der Radachse, wie sie in Holland üblich ist, Figuren 850 und 851, überlegen, da sie schneller laufende also kleinere und günstiger arbeitende Dampfmaschinen sowie eine leichtere Bauart des Wurfrades gestattet.

Pumpräder sind Wurfräder mit innerem Trommelmantel, vergl. Figuren 855 a und b. Gegenüber den Wurfrädern haben sie folgende Vorteile und Nachteile.

Vorteile: Wegen des Trommelmantels kann das Oberwasser über den Hinterenden der Radschaufeln nicht zurückfließen und deshalb der Raddurchmesser erheblich kleiner gehalten werden. Da die Fördermenge nicht der Eintauchung des Rades, sondern dem radialen Abstande des Radumfanges von dem Trommelmantel proportional ist, so sind wechselnde Unterwasserstände weniger nachteilig. Das Oberwasser kann in die Schaufeln, welche soeben den Aufleiter verlassen haben, nicht mehr zurückfließen: das verhindert eine nennenswerte Ausbildung der beim Schaufelaustritt entstehenden Wirbel.

Nachteile: Wegen des kleinen Raddurchmessers können die Radschaufeln nicht mehr gleichzeitig gut ein- und austauchen. Werden sie nach Fig. 856 ausgebildet, dann tritt bei höherem Unterwasser eine schädliche Rückbewegung desselben ein. Bei der Ausbildung nach Fig. 857 entsteht außer dem verstärkten Aufwerfen des Wassers beim

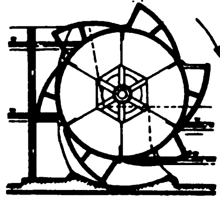


Fig. 856. Pumprad von Overmars bei Gouda.

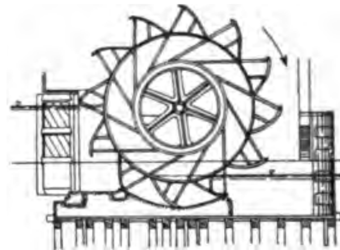


Fig. 857. Pumprad von Henket bei Gouda.

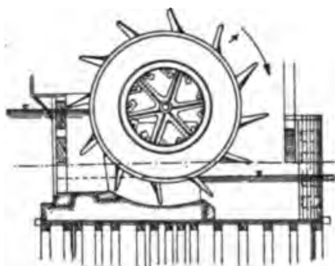


Fig. 858. Pumprad von Rijk.

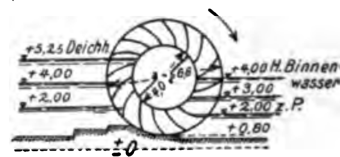


Fig. 859. Pumprad bei s'Hertogenbosch.

Austreten der Schaufeln der Übelstand, daß bei rascherem Gange auf Kosten der Leistung viel Luft in den Schaufeln mitgeschleppt wird. Deshalb dürfen die Pumpräder höchstens eine Umfangsgeschwindigkeit von 1,5 m erhalten, es ist dann aber bei nicht genügendem Anschluß des Rades an das Gerinne eine starke Rückströmung des Oberwassers in das Unterwasser zu erwarten. Außerdem steigert die geringe Umdrehungsgeschwindigkeit die Gerinne- und Radbreite und damit die Anlagekosten. Aus allen diesen Gründen werden heute in Holland die Pumpräder möglichst vermieden: ältere holländische Ausführungen zeigen die Figuren 858 und 859.

Kreiselpumpen. Die Kreiselpumpen mit stehender Welle ohne geschlossenes Gehäuse und die Kreiselpumpen mit geschlossenem Gehäuse oder Zentrifugalpumpen verhalten sich zu den Wurf- und Pumprädern ähnlich wie die Turbinen zu den Wasserrädern. Der Wirkungsgrad der Kreisel- und Zentrifugalpumpen ist um so größer, je kleiner die

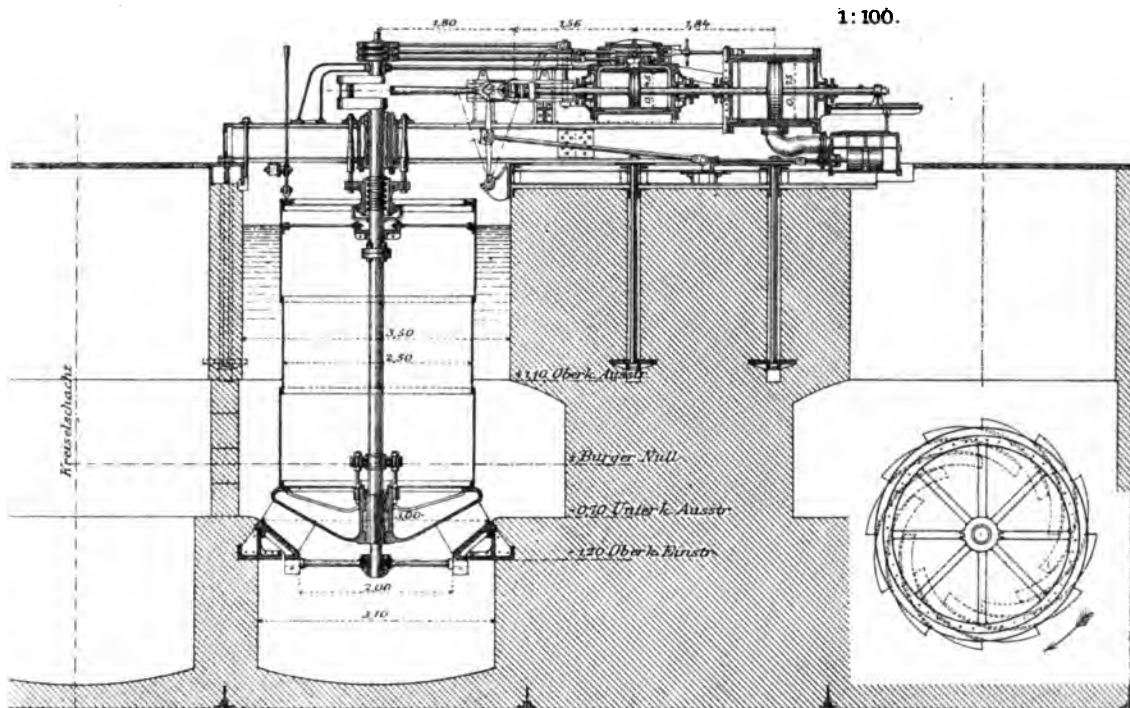


Fig. 860a. Entwässerungsanlage für das Bremer Blockland. (1:100.)

störenden Bewegungen sind und je niedriger die Ein- und Austrittsgeschwindigkeit des Wassers (besonders letztere) gehalten werden. Die Verhältnisse, unter denen beide Pumpenarten arbeiten, sind einander ziemlich ähnlich, doch tritt bei den Zentrifugalpumpen noch der Vorteil hinzu, daß sie mit ihren Zu- und Ableitungsrohren nach dem Hebergesetz ausgebildet sind. Die nach diesen Grundsätzen heute erbauten Schöpfwerke weisen mindestens die gleichen Wirkungsgrade auf wie die Wurf- und Pumpräder, dabei sind die Zentrifugal- und Kreiselpumpen in der Anlage billiger als die Wurf- und Pumpräder.

Figuren 860a und b zeigen das patentierte Kreiselrad des Ingenieurs Neukirch für die Entwässerungsanlage des Bremer Blocklandes: durch einen auf das Kreiselrad gesetzten schmiedeeisernen Zylinder, der gleichzeitig als Schwungrad dient, wird das Kreiselrad vom Druck des über ihm stehenden Wassers entlastet. So zweckmäßig diese Anordnung an sich auch ist, so hat sie doch den Nachteil, daß der Zylinder selbst,

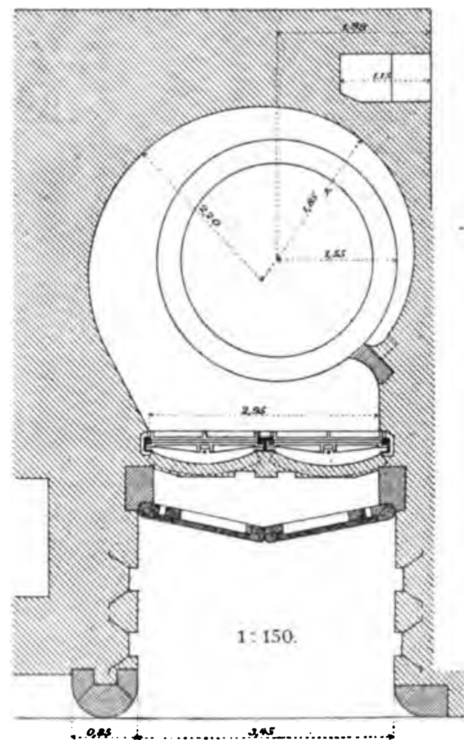


Fig. 860b.

namentlich bei großer Förderhöhe, also auch großer Eigenhöhe, ein erhebliches Gewicht erhält, das auch bei niedrigem Oberwasser mitgeschleppt werden muß. Das bedeutet aber eine Belastung des Kreiselrades, die den Wirkungsgrad des Schöpfwerkes herabsetzt. Besonders nachteilig ist der Kreiselpumpe der Umstand, daß das Kreiselrad stets unter Wasser liegt, also schwer zu reinigen und auszubessern ist und eine tiefe Gründung erforderlich macht. Dagegen weisen diese Schöpfwerke den großen Vorzug auf, daß die Dampfmaschine unmittelbar an der lotrechten Welle angreifen kann, daß also eine sehr gedrungene Anlage und ein Maschinengebäude von sehr kleiner Grundrißfläche ermöglicht wird. Dieser Vorteil ist namentlich bei schwieriger Gründung häufig ausschlaggebend für die Wahl des Systems. Bei neueren Anlagen dieser Art schwankt der Wirkungsgrad $100 \frac{N_w}{N_i}$ zwischen 44 und 49 bei 1,07 und 1,47 m Förderhöhe.

Heberzentrifugalpumpen. Sie werden zweckmäßig so ausgebildet, daß zum Schutze der Welle gegen den Achsendruck das Wasser von beiden Seiten in das Radgehäuse geleitet und die Zu- und Ableitungsrohre unter die niedrigsten Ober- und Unterwasserstände geführt werden, so daß bei allen Wasserständen nur der jeweilige Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser als Förderhöhe auftritt. Die Schaufeln werden am besten nach Mehlis, Fig. 861, so angeordnet, daß sich die tangentiale, relative Austrittsgeschwindigkeit mit der etwas größeren Umfangsgeschwindigkeit des Rades zu einer möglichst kleinen Mittelkraft zusammensetzt, so daß beim Übergang in die langsamere Wasserbewegung im Ableitungsrohr ein verhältnismäßig kleiner Verlust an lebendiger Kraft entsteht. Der Wirkungsgrad wird außerdem durch eine allmähliche Erweiterung des



Fig. 861.

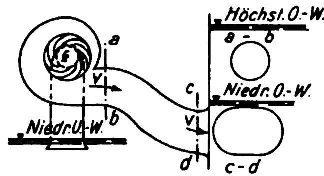


Fig. 862.

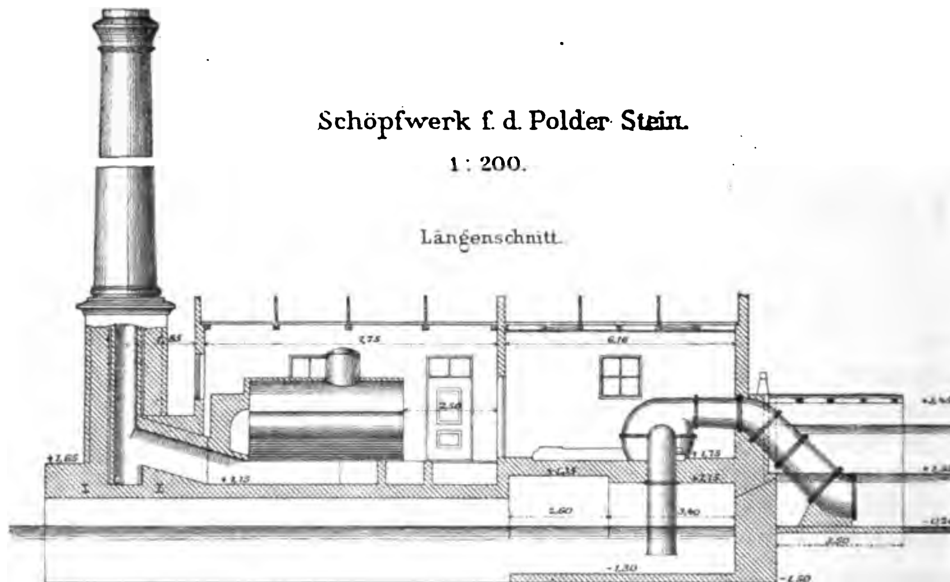


Fig. 863.

Ableitungsrohres nach seiner Ausmündung hin wesentlich erhöht, Fig. 862. Eine solche Erweiterung der Rohrausmündung zeigt z. B. das holländische Schöpfwerk für den Polder Stein, Fig. 863.

Hebercentrifugalpumpe des Schöpfwerks Neuland-Engelschoff.

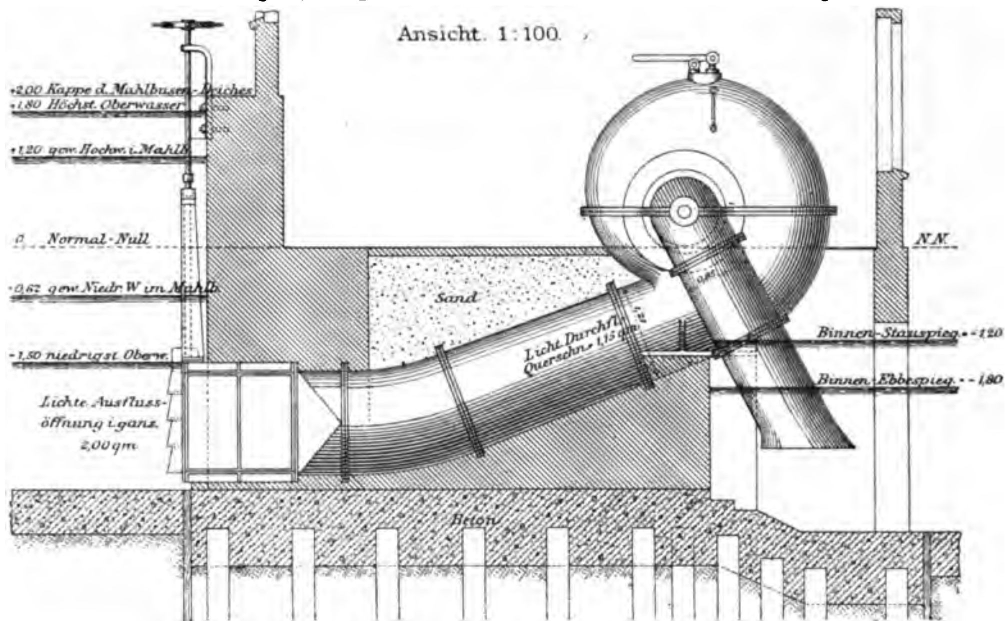
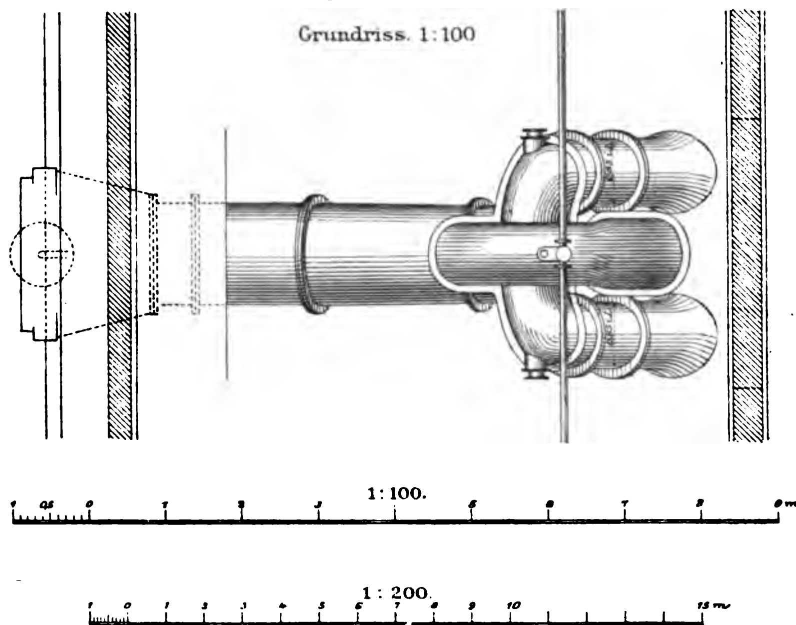


Fig. 864 a.



1:100.

1 : 200.

Fig. 864 b.

Das Oberwasser wird durch Klappen abgeschlossen, die an einem aufziehbaren Rahmen angebracht sind. Zur Vermeidung einer schädlichen Verengung des Wasser-

querschnittes am Auslauf ist bei dem Schöpfwerk Neuland-Engelschoff, Figuren 864 a und b, die Ausmündung ganz erheblich erweitert. Steigt das Oberwasser über den Pumpensumpf, so wird außerdem ein Abschlußschieber angeordnet. Fußklappen an den Saugrohren werden durch einen Dampfejektor entbehrlich gemacht, mit dem in kurzer Zeit die Füllung bewirkt wird. Wenn auch eine Verminderung der Saughöhe für den Wirkungsgrad der Pumpe günstig ist, so muß die Pumpe doch stets in bequemer Höhe über dem Unterwasser aufgestellt werden. Die Kraftübertragung von der Dampfmaschine aus erfolgt unmittelbar auf die Pumpenwelle ohne Zwischenräder, erfordert also schnellgehende Dampfmaschinen. Post faßt die Vorzüge der Zentrifugalpumpen anderen Schöpfwerksystemen gegenüber in folgende Punkte zusammen:

1. Ihr Wirkungsgrad ist nicht kleiner als der anderer Systeme.
2. Innerhalb großer Grenzen genügt eine Pumpe für die Wasserförderung, da der Dampfzutritt den Förderhöhen angepaßt werden kann. Ein An- und Abkuppeln von Arbeitsmaschinen während des Betriebes ist nicht erforderlich.
3. Alle beweglichen Teile liegen über Wasser und können daher jederzeit leicht nachgesehen werden.
4. Der Wirkungsgrad wird durch die Ausführung des Mauerwerkes fast gar nicht beeinflußt. Das ist sehr wichtig, da meistens Dampfschöpfwerke auf schlechtem Baugrunde gegründet werden müssen.
5. Der Wirkungsgrad wird von starkem Wechsel der Ober- und Unterwasserstände fast gar nicht schädlich beeinflußt.
6. Der Betrieb kann im Frühjahre weit früher beginnen als bei Wurf- und anderen Rädern, deren Betrieb eingestellt werden muß, solange Eisbildung stattfindet.
7. Der Abschluß des Oberwassers von dem Unterwasser erfolgt sicherer als bei den anderen Systemen und ohne daß nennenswerte Durchsickerungen vorkommen.
8. Es ist jederzeit leicht möglich, durch Verlängerung der Saugröhren einen tieferen Binnenwasserstand zu erzeugen, wenn nach der Trockenlegung eintretende Bodensenkungen solches erforderlich machen sollten.
9. Die Anlage erhält wesentlich kleinere Abmessungen, insbesondere auch kleinere Wasserkanäle, die erst an ihrer Ausmündung erheblich erweitert zu werden brauchen.
10. Die Gründung braucht nicht so tief geführt zu werden wie bei irgend einem anderen Schöpfwerk. Auch brauchen in großer Tiefe nicht besonders sorgfältige Mauerarbeiten für Gerinne uud Wassergänge hergestellt zu werden, deren besonders genaue Ausführung für einen guten Wirkungsgrad erforderlich sein müßte.

Unsere Darlegungen lassen erkennen, daß — ausgenommen da, wo es sich um außergewöhnlich große Massenförderung bei geringer unveränderlicher Druckhöhe handelt und dann Wurfräder vielleicht geeigneter sein könnten — Heberzentrifugalpumpen im allgemeinen allen anderen Arten von Schöpfwerken vorzuziehen sind. Schließlich sei nochmals betont, daß eine ausreichende Wasserzuführung aus dem Entwässerungsgebiete für den ordentlichen Betrieb eines Schöpfwerkes ganz besonders wichtig ist. Man sollte daher bei der Neuanlage eines Schöpfwerkes zuerst mit der ordentlichen Regelung der Entwässerungskanäle beginnen.

Als Kraftmaschine kommt in erster Linie die Dampfmaschine in Frage. Sind mehrere Schöpfwerke vorhanden, dann werden sie am besten durch eine gemeinsame größere Maschinenanlage mit elektrischer Kraftübertragung betrieben. Bei kleinen Wassermengen und häufigen und kurzen Betriebsperioden empfehlen sich auch Explosionsmotore.

Windräder kommen bei Entwässerungen mehr und mehr außer Gebrauch, da die Entwässerung an bestimmte kurze Zeiten gebunden ist, die das Windrad nicht einzuhalten vermag. Durch Aufstellung eines Reservemotors läßt sich zwar der Betrieb zuverlässig gestalten, aber meistens nur auf Kosten der Wirtschaftlichkeit. Im Binnenlande soll das Rad so groß sein, daß die verlangte Leistung bei 4 bis 4,5 m Windgeschwindigkeit erreicht wird. Für Küstengebiete darf mit einer Windgeschwindigkeit von 6 bis 7 m gerechnet werden.

§ 3. Die Arten der Trockenlegung.

1. Das Entwässerungsnetz erster Ordnung.

Das aus dem Hauptkanal und den in ihn einmündenden Nebenkanälen — beide werden auch Gräben genannt — bestehende Entwässerungsnetz erster Ordnung ist vorwiegend unter Berücksichtigung der Geländeverhältnisse, nicht der Besitzverhältnisse, zu entwerfen. Es dient als Vorfluter für die Trockenlegung der einzelnen Grundstücke.

Der Hauptkanal muß eine solche Lage erhalten, daß er das gesamte aus der Niederung abzuführende Wasser aufnehmen kann. Er muß deshalb möglichst in der Verbindungslinie der tiefsten Niederungspunkte geführt werden. Am günstigsten gestaltet sich seine Linienführung, wenn er hierbei die Niederung in ihrer Mitte und in ziemlich gerader Linie durchschneidet. Da jede Laufverlängerung eine Verschlechterung der Vorflut für die Nebenkanäle herbeiführt, so sind Abweichungen von der erwähnten Linie da erforderlich, wo sie starke Krümmungen aufweist. Des ferneren muß davon Abstand genommen werden, einzelne besonders tief liegende Flächen an das allgemeine Entwässerungsnetz anzuschließen, die dann besonders eingedeicht und durch Schöpfwerke entwässert werden müssen. Der Querschnitt des Hauptkanales muß nach der abzuführenden, nach unten zunehmenden Wassermenge, nach dem geplanten Gefälle des abgesenkten Wasserspiegels und nach der Bodenart bestimmt werden. Hierbei ist zu beachten, daß zur Abführung der gleichen Wassermenge bei gegebenem Spiegelgefälle der Querschnitt um so kleiner zu sein braucht, je günstiger seine Form ist. In der Regel erhält der Hauptkanal den einfachen Trapezquerschnitt. Genügt dieser aber nicht zur Abführung höherer Anschwellungen, dann ist der Hauptkanal beiderseitig einzudämmen, so daß dem Hochwasser ein Doppelquerschnitt, vgl. Fig. 845, zur Verfügung steht. Die zwischen den Dämmen und den Kanalrändern liegenden Geländestreifen sind als Grasflächen zu nutzen.

Bei der Bestimmung der zur Entsumpfung abzuführenden Wassermenge muß man davon ausgehen, daß die Niederung bei uns schon im April trocken gelegt, bis zu dieser Zeit also die ganze Wassermenge abgeführt sein muß, die hier während der drei Wintermonate sich angesammelt hatte. Die offenen Gräben müssen daher imstande sein, während eines Monates den vierten Teil des jährlichen Niederschlages abzuführen. Ist der letztere $= h$ (in m), dann ergibt sich aus dieser Forderung die für 1 ha sekundlich abzuführende Wassermenge in l

$$= \frac{10000 \cdot \frac{1}{4} h \cdot 1000}{30 \cdot 86400} = 0{,}965\, h \text{ sl/ha}$$

oder die Regel:

Die Wassermenge offener Gräben ist $= h$ sl/ha, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe in Metern bedeutet.

Für die Hauptgräben großer Abwässerungsgebiete kann die danach bestimmte Wassermenge um 20 bis 30% ermäßigt werden.

Bei ebenem Gelände bestimme man nach Festsetzung eines bestimmten Querschnittes und Gefälles den gegenseitigen Abstand zweier Nebengräben nach ihrem Wasserführungsvermögen. An den Querschnitt sollte man tunlichst die Anforderung stellen, daß er die günstigste Form erhält.

Zahlenbeispiel (Figuren 865 bis 867).

Gegeben: Die abzuführende Wassermenge $Q = 0,7$ sl/ha,
die Länge des Nebengrabens $= 500$ m,
das Gefälle » » $= 0,002$,
der Querschnitt des » $= 0,15$ qm,
die Grabenböschung bei lehmigem Boden $\operatorname{ctg} \alpha = 1,5$.

Der Trapezquerschnitt soll die günstigste Form erhalten.

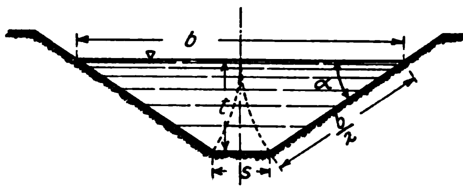


Fig. 865.

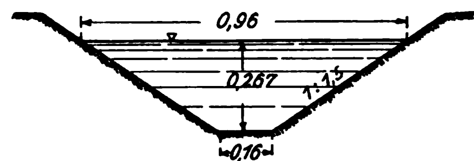


Fig. 866.

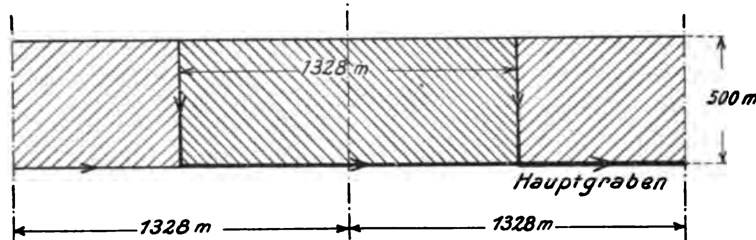


Fig. 867.

Gesucht: der gegenseitige Abstand zweier Gräben. Nach der Tabelle S. 89 wird

$$\frac{F}{t^2} = 2,10; \quad \frac{b}{t} = 3,60; \quad \frac{s}{t} = 0,60; \quad R = \frac{t}{2},$$

und somit, da $F = 0,15$,

$$t = 0,27 \text{ m}; \quad b = 0,96 \text{ m}; \quad s = 0,16 \text{ m}; \quad R = 0,13 \text{ m}.$$

Nach der Bazinschen Formel für Klasse 5 ergibt sich, siehe Tabelle S. 69,

$$c = 19$$

und die mittlere Geschwindigkeit

$$v = 19\sqrt{0,13 \cdot 0,002} = 0,31 \text{ m}.$$

Somit

$$Q = 0,15 \cdot 0,31 = 0,0465 \text{ cbm} = 46,5 \text{ sl}$$

und die entwässerte Fläche

$$= \frac{46,5}{0,7} = 66,43 \text{ ha} = 664300 \text{ qm}.$$

Daraus ergibt sich der

$$\text{Abstand der Gräben} = \frac{664300}{500} = 1328 \text{ m}.$$

Der angenommene Grabenquerschnitt braucht nur an der Ausmündung in den Hauptgraben vorhanden zu sein und nimmt nach oben hin allmählich ab. Besitzt das von den Nebengräben zu entwässernde Gebiet ein Quergefälle nach dem Hauptgraben zu, dann werden die Nebengräben nicht rechtwinklig sondern unter einem spitzen Winkel in den Hauptgraben eingeführt, weil sie dann den natürlichen Lauf des Grundwassers kreuzen und daher mehr Wasser aufnehmen. Für den Fall, daß die Fläche normal gegen den Hauptkanal abfällt, ergibt sich nach Hagen diejenige Richtung des Nebenkanals, die dem größten Gefälle entspricht, aus folgender Überlegung. Es sei das Gefälle der Fläche gegen den Hauptkanal $1:n$ und das Gefälle des letzteren $1:m$. Dann ist das Gefälle des Seitenkanals, der in der Horizontalprojektion unter dem Winkel α in den Hauptkanal tritt,

$$= \frac{1}{n} \sin\alpha + \frac{1}{m} \cos\alpha.$$

Dieser Ausdruck erhält seinen Größtwert für

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{m}{n}.$$

Der Hauptgraben hat die ihm von den Nebenkanälen zugeführte Wassermenge abzuführen: bei jeder Einmündung eines Nebengrabens ist daher sein Querschnitt entsprechend zu vergrößern. Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in den Gräben muß der Bodenart angemessen sein. Bei zu großer Geschwindigkeit ist das Sohlengefälle durch Abtreppungen zu brechen, wobei an den lotrechten Gefällestufen die Sohle und Böschungen passend zu sichern sind.

Der Hauptentwässerungskanal wird entweder frei oder mittels einer Schleuse in den natürlichen Vorfluter geleitet. Die Anlage einer Schleuse an seiner Ausmündung wird dann erforderlich, wenn die höheren Anschwellungen des natürlichen Vorfluters von der alsdann einzudeichenden Niederung abgehalten werden müssen, oder wenn das in den Entwässerungszügen gesammelte Wasser zum Zwecke der Anfeuchtung zur Zeit der Dürre zurückgehalten werden soll.

Liegen solche Deichschleusen im Ebbe- und Flutgebiete, dann geht der natürliche Abfluß durch die Binnenwasserzüge in folgender Weise vor sich [8]. Während die Deichschleuse bei hohem Außenwasser verschlossen ist, sammelt sich hinter ihr das Binnenwasser und staut sich so lange auf, bis sein Stand als Binnenstauspiegel den des inzwischen wieder fallenden Außenwassers überstiegen hat. Die Deichschleusen sind mit Toren versehen, die sich durch geringen Überdruck des Binnenwassers öffnen und durch geringen Überdruck des Außenwassers schließen. Haben sich die Tore geöffnet, dann fließt durch die Schleuse das Binnenwasser so lange ab, bis das Außenwasser seinen tiefsten Stand erreicht hat. Das letztere steigt nunmehr rasch wieder an und schließt alsbald durch seinen Überdruck die Schleusentore. Sehr kurze Zeit nach erfolgter Öffnung der Tore stellt sich das zur Durchströmung der Schleuse erforderliche Druckgefälle h, das meistens zwischen 5 und 15 cm schwankt, ein. Man kann daher annehmen, daß der eigentliche Schleusenzug erst beginnt, nachdem das Außenwasser um das Maß h unter den Binnenstauspiegel gefallen ist, und aufhört, wenn das Außenwasser um das gleiche Maß über seinen tiefsten Stand wieder gestiegen ist. Als »Zugzeit« der Schleuse oder als Zeit des »Sielzuges« ergibt sich daher aus der Flutkurve, Fig. 868, die Größe $z_1 + z_2 = z$.

Ist q die Menge des Binnenzuflusses in sl/ha, und nimmt man die Dauer einer

Tide mit 12,4 Stunden an, so beträgt die während des Sielzuges durch die Schleuse abzuführende Wassermenge

$$\frac{12{,}4 \cdot q}{x} \text{ sl/ha},$$

während sich in der Verschlußzeit der Schleuse eine Gesamtmenge von

$$(12{,}4 - x) \cdot 3600 \cdot q \text{ l/ha}$$

binnendeichs ansammeln wird.

Der Binnenstauspiegel ist als Staukurve zu berechnen, wobei außer der Wassermenge seine größte zulässige Höhe δ, Fig. 868, unter dem niedrigsten Gelände gegeben ist, die durch die Kulturart daselbst bedingt wird. Als Binnenebbespiegel ist der um das Druckgefälle h in der Schleuse zu vergrößernde gewöhnliche Niedrigwasserstand des Außenwassers anzunehmen. Für die meisten Aufgaben der Praxis genügt es, dem während der Zugzeit erfolgenden Abflusse im Hauptbinnengraben einen in halber Höhe zwischen Stau- und Ebbespiegel liegenden Wasserstand, Fig. 868, zugrunde zu legen. Mit dem Gefälle J dieses mittleren Wasserspiegels muß nun zunächst durch Querschnitt 1 dicht von der Schleuse die Wassermenge

$$\frac{12{,}4 \cdot q}{x} \text{ sl/ha}$$

abgeführt werden. Im Querschnitte 2 vermindert sie sich um die etwaigen Seitenzuflüsse zwischen 1 und 2 und um den durch die Zugzeit x zu dividierenden, einerseits zwischen 1 und 2 andererseits zwischen Stau- und Ebbespiegel liegenden Wasserkörper $abcd$. Für den Querschnitt 3 würde außer den Seitenzuflüssen zwischen 1 und 3 der auf 1 Sekunde zu beziehende Wasserkörper $abfe$ abzuziehen sein, usw.

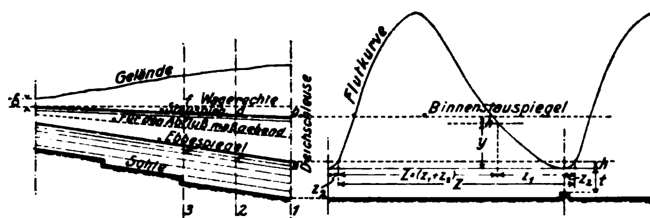


Fig. 868.

Die während des Schleusenverschlusses zufließende Wassermenge

$$(12{,}4 - x) q \cdot 3600 \text{ l/ha}$$

muß in dem Raume des Abzuggrabens zwischen Stau- und Ebbespiegel Platz finden. Da aber ein Teil dieser Wassermenge von den seitlichen Nebengräben aufgenommen wird, so ist eine vollkommene Erfüllung dieser Bedingung nicht erforderlich. Ist jedoch bei sehr niedrigem Gelände der Raum zwischen Stau- und Ebbespiegel erheblich zu klein, so muß der Hauptabzuggraben in der Nähe der Deichschleuse über dem niedrigsten Wasserstande bedeutend verbreitert werden. Diese Verbreiterung heißt **Staubecken** oder **Vorbusen**. Je weiter die Entwässerungsgräben hinauf, um so mehr verlängert sich, wenn nicht Stauwerke eingeschaltet sind, die Abflußzeit bei jeder Tide, bis schließlich ein stetiger Abfluß stattfindet.

Als sekundliche Abflußmenge q wird meist nur die der gewöhnlichen starken Sommerniederschläge in Rechnung gestellt, wofür etwa 0,25 bis zu 0,90 sl/ha, oder, da eine Tide 44600 Sek. dauert, 11 bis 40 cbm/ha und Tide, im Mittel etwa

20,0 **cbm/ha und Tide angenommen werden können.**

Berechnung der Siele.

a) Oberhalb des Flutgebietes.

Ist

Q die sekundliche Abflußmenge, in cbm,
v die mittlere Geschwindigkeit im Siele, in m,
t die mittlere Wassertiefe im Siele, in m,
h die mittlere Stauhöhe im Siele, in m,

dann ist annähernd

$$v = \frac{Q}{\mu b t}$$

und

$$h = \frac{v^2}{2g}.$$

Hierbei ist die Geschwindigkeit des Zuflußwassers vor dem Siele wegen des großen Querschnittes des Vorbusens vernachlässigt worden.

Für v nehme man als Größtwerte etwa 1,5 bis 2,0 m an.

b) Im Flutgebiete.

Für die Berechnung der Sielweite empfiehlt sich das folgende Näherungsverfahren nach Tolkmitt [9].

Ist

Q der Gesamtzufluß während einer Tide in cbm,
Z die Dauer einer Tide = 44600 sek.,
x die Dauer des Sielzuges in sek.,

dann ist der Wasservorrat, der bei geschlossenem Siel in dem Vorbusen aufgespeichert wird, gleich

$$\frac{Q}{Z}(Z - x).$$

Ist ferner, Fig. 868,

x_1 die Entwässerungszeit vor Eintritt des Niedrigwassers in Sek.,
x_2 die Entwässerungszeit nach Eintritt des Niedrigwassers in Sek.,
t die Sieltiefe bei Niedrigwasser in m,
y die Höhe des Binnenwassers über Niedrigwasser beim Beginn der Entwässerung in m,
h die Höhe des Außenwassers über Niedrigwasser am Schluß der Entwässerung in m,

dann sind annähernd die mittleren Tiefen für die beiden Zeitabschnitte x_1 und x_2

$$t_1 = t + \frac{y}{3} \quad \text{und} \quad t_2 = t + \frac{h}{3}.$$

Sind ferner

v_1 und v_2 die mittleren Geschwindigkeiten in den beiden Zeitabschnitten in m,
μ der Ausflußkoeffizient,
b die Sielbreite in m,

dann ist die ganze Ausflußmenge

$$Q = \mu b \left[\left(t + \frac{y}{3} \right) v_1 x_1 + \left(t + \frac{h}{3} \right) v_2 x_2 \right].$$

In dem ersten Zeitabschnitt x_1 vollzieht sich die Ausströmung des Wassers mit zunehmender, im zweiten Zeitabschnitt x_2 mit abnehmender Geschwindigkeit. Als zu-

lässige mittlere Geschwindigkeit darf ein Maß von 1,5 bis 2,0 m angenommen werden. Diese letztere Annahme begründet sich dadurch, daß, je größer die Geschwindigkeit ist, desto größer die zu ihrer Erzeugung erforderliche Druck- oder Stauhöhe wird, die letztere aber mit Rücksicht auf die gute Entwässerung des Polders tunlichst klein zu halten ist. Überdies würde durch eine zu große Geschwindigkeit das Bauwerk selbst gefährdet werden, während andererseits der Kosten wegen die Breite des Sieles nicht über das für die Entwässerung notwendige Maß hinaus vergrößert werden darf.

Zahlenbeispiel.

Es sei die zu entwässernde Polderfläche = 1000 ha, die größte Abflußmenge = 20 cbm für 1 ha und 1 Tide. Ferner seien

$$t = 0{,}50 \text{ m}, \quad y = 0{,}60 \text{ m}, \quad h = 0{,}10 \text{ m}, \quad z_1 = 11200 \text{ Sek.},$$
$$z_2 = 1800 \text{ Sek., also } z = 13000 \text{ Sek.}$$

Dann erhält man

$$Q = 1000 \cdot 20 = 20000 \text{ cbm}$$

und die Aufspeicherung bei geschlossenem Siel

$$\frac{20000}{44600}(44600 - 13000) \doteq 14170 \text{ cbm}.$$

Daraus ergibt sich die Oberfläche des Vorbusens einschließlich der angrenzenden unteren Wasserzüge zu

$$\frac{14170}{0{,}60 - 0{,}10} = 28340 \text{ qm}.$$

Die durchschnittliche Ausflußmenge beträgt

$$\frac{20000}{13000} = 1{,}538 \text{ cbm/Sek. oder } 1538 \text{ sl.}$$

Für $v_1 = 1{,}50$ m und $v_2 = 1{,}0$ m wird bei $\mu = 0{,}80$

$$20000 = 0{,}80 \cdot b\left[\left(0{,}50 + \frac{0{,}60}{3}\right) \cdot 1{,}5 \cdot 11200 + \left(0{,}5 + \frac{0{,}10}{3}\right)1{,}0 \cdot 1800\right],$$

und somit die gesuchte Sielbreite

$$b = \frac{20000}{0{,}8 \cdot 12714} = 1{,}97 \text{ oder rund } 2{,}0 \text{ m}.$$

2. Das Entwässerungsnetz zweiter Ordnung.

Es hat die Aufgabe, dem Boden das Wasser unmittelbar zu entziehen. Zu dem Zwecke werden entweder offene Gräben oder unterirdische, geschlossene Leitungen angelegt.

a) Die offenen Gräben führen das Wasser der einzelnen Grundstücke den Nebenkanälen erster Ordnung zu und sind grundsätzlich so wie die letzteren zu berechnen. Sie erhalten einen von der Bodenbeschaffenheit abhängigen Abstand von etwa 20 bis 50 m. Ihnen sind aber gegenüber der unterirdischen Entwässerung viele Nachteile eigentümlich: so nehmen sie einen erheblichen Teil der nutzbaren Bodenfläche in Anspruch, namentlich wenn sie sehr tief angelegt werden müssen. Sie erschweren dann wegen ihrer verhältnismäßig großen Breite die Bearbeitung der Kulturflächen, erfordern zwar einfache aber viele und deshalb im ganzen kostspielige Brückenbauten und eine teure Unterhaltung, damit sie dauernd wirksam bleiben. Auch wird durch

die feuchten Grabenböschungen das Wachstum der Unkräuter begünstigt und endlich werden Mäuse und andere Tiere durch die Gräben angelockt. Trotz dieser Mängel muß man sie ausführen, wenn in ebenen Lagen eine nur geringe Vorflut verfügbar ist, wenn es sich um die Ableitung größerer und namentlich sehr schwankender Tagewassermengen handelt, ferner wenn das in ihnen gesammelte Wasser zur Zeit der Dürre durch Stauanlagen zurückgehalten werden soll und endlich, wenn der Bodenwert kein sehr hoher ist.

Liegen aber solche Bedingungen nicht vor, dann ist es stets besser, die nassen Grundstücke durch unterirdische Leitungen trocken zu legen.

b) Die Drainage. Unter Drainage (vom englischen »to drain«, ableiten), versteht man die Trockenlegung nasser Grundstücke durch unterirdische Abzüge. Sie eignet sich besonders für die sogenannten schweren, tonigen und lehmigen Böden und die durchlässigen sandigen Bodenarten, die auf undurchlässigen Schichten ruhen und deshalb einen zu hohen Grundwasserstand haben, ist aber nur da ausführbar, wo den unterirdischen Abzügen die erforderliche Vorflut gegeben werden kann.

Das den Boden versumpfende Stauwasser kommt in Bewegung, sobald ihm der Abfluß nach einem tieferliegenden Orte ermöglicht wird. Wird daher in einem an stauender Nässe leidenden Boden ein die Grundwasserschicht anschneidender Graben ausgehoben und dieser in seinem unteren Teile mit sehr wasserdurchlässigen Stoffen, wie Steingerölle, Strauchwerk usw. wieder ausgefüllt, die ihrerseits mit dem früheren Aushubboden bis zur Geländeoberfläche wieder überdeckt werden, dann entwässert ein solcher Graben, falls er Vorflut erhält, als Sickergraben das angrenzende Grundwassergebiet, indem die nunmehr eintretende Wasserabführung eine Senkung des Grundwasserspiegels herbeiführt, die ihren Größtwert in der Lotebene über der Grabenachse aufweist und beiderseits vom Graben mit zunehmendem Abstande von diesem abnimmt, bis sie schließlich verschwindet. Die entwässernde Wirkung eines solchen Sickergrabens nimmt aber auch mit der Zeit allmählich ab, da das untere Füllmaterial allmählich mehr und mehr verschlammt. Dadurch nehmen die Bewegungswiderstände wieder zu und werden schließlich wieder so groß, daß die zu ihrer Überwindung erforderliche Druckhöhe einen zu hohen Grundwasserstand aufs neue hervorruft.

Erst mit der Einführung der Röhrendrainage sind dauernd wirksame Drains geschaffen worden. Bei ihr werden auf der nach dem geplanten Gefälle sorgfältig eingeebneten Grabensohle im Querschnitte kreisförmige, hart gebrannte, vollkommen gerade und innen glatte kurze, etwa 25 cm lange Tonröhren stumpf aneinander gelegt, in die das Grundwasser durch die ringsum offenen Stoßfugen eintritt. Die letzteren müssen möglichst eng sein, so daß möglichst wenige feinste Bodenteilchen mit dem Wasser in die Tonrohrleitung, den Drainstrang, eintreten. Das bedingt gerade und glatte Stirnenden der einzelnen Tonrohre. Die Wassergeschwindigkeit in dem Drainstrange muß so groß sein, daß die etwa in ihn hineingeratenen Bodenteilchen von der Strömung weitergeführt werden. Wegen des Kreisquerschnittes der Röhren ist der Bewegungswiderstand ein kleinster. Sie haben daher einen kleinsten Gefällebedarf und erfordern somit eine geringere Vorflut als Sickergräben. Die Wirksamkeit der Drains nimmt mit ihrer Tiefenlage zu. Je größer die letztere ist, in desto größerer Tiefe wird der Boden den Pflanzenwurzeln zugänglich gemacht, um so größer wird der gegenseitige Abstand der Drains und um so mehr sind die Drains gegen Frostwirkungen geschützt. Die Tiefenlage ist aber begrenzt durch die Rücksicht auf die verfügbare Vorflut. Außer dieser ist bei der Bestimmung der Tiefenlage zu beachten, daß der Drainstrang

die tiefste Lage des Grundwassers bestimmt. Dagegen muß das Grundwasser in der Mitte zwischen zwei Drainsträngen um die Druckhöhe höherstehen, die nötig ist, um das Wasser durch den Boden in den Drain zu treiben, Fig. 869. Diese Druckhöhe ist je nach der Bodenart und Wassermenge verschieden. Allgemein gültige Regeln lassen sich hierfür nicht aufstellen, es muß vielmehr von Fall zu Fall entschieden werden. Bei zu großem Abstande zweier Drainzüge wird sich in der Mitte zwischen ihnen ein schlechteres Wachstum als über ihnen einstellen. Immerhin geben die folgenden Erfahrungszahlen einen guten Anhalt beim Entwerfen.

Tiefen der Drains unter Gelände in m.

In Sandboden	1,20 bis 1,50
» Tonboden	1,30 » 1,60
» Torf und schwammigem Boden . .	etwa 1,70
Bei der Ackerdrainage	» 1,25
» » Wiesendrainage	» 0,95.

Bei Wiesen verbieten sich kleinere Tiefen wegen des Frostes und größere wegen zu hoher Anlagekosten.

Der Abstand der Drains voneinander hängt von ihrer Tiefenlage und von der Bodenart ab: man nehme bei schweren Böden — auch das sind Erfahrungszahlen — etwa die achtfache, bei leichteren Böden etwa die sechzehnfache Tiefe.



Fig. 869.

Für die Tiefe von 1,20 m gibt die nachfolgende Zusammenstellung einen guten Anhalt.

Gegenseitiger Abstand der Drains für Tiefen von 1,20 m.

Reiner grober Sand	16 bis 18 m
Eisenhaltiger Sand	13 » 15 »
Toniger Sand	12 » 14 »
Feiner Sand	10 » 12 »
Sandiger Ton und torfige Erde .	11 » 14 »
Gewöhnlicher Ton	9 » 11 »
Plastischer Ton	6 » 7 »

Das »System« einer Drainage zerfällt in Saugdrains und Sammeldrains, auch wohl kurz Sauger und Sammler genannt. Die ersteren nehmen das Wasser unmittelbar aus dem Boden auf, die letzteren nehmen das Wasser aus den Saugern auf und führen es entweder unmittelbar in den Vorfluter oder in einen Hauptdrain, der alsdann seinerseits das Wasser dem Vorfluter zuführt.

Zwei Drains werden entweder in gleicher Höhenlage oder so miteinander verbunden, daß der Sauger über den Sammler geführt wird. Im ersteren Falle entsteht kein Gefälleverlust, was bei mangelnder Vorflut von ausschlaggebender Bedeutung sein kann. Im letzteren Falle ist dagegen die Verbindung leichter auszuführen. Die Verbindung in gleicher Höhenlage erfolgt nach Fig. 871 am besten unter Verwendung besonderer Formstücke für die Sammler S, die innen rund, außen D-förmig hergestellt

werden. Für die Sauger *s* sind besondere Formstücke nicht notwendig. Die zweite Art der Verbindung zeigt Fig. 870. Mit einem Spitzhammer werden runde Löcher sowohl in den Sammler als auch in den Sauger geschlagen, die, aufeinandergelegt, gut passen müssen. Die Fuge wird dann mit einem Tonwulst verstrichen, und das Ende des Saugers *s* durch ein in Ton gebettetes Dachsteinstück geschlossen. Dieser Abschluß ist nötig, um Auswaschungen des Bodens durch den Wasserstoß zu vermeiden.

Diejenigen Gebietsflächen, die gleiche Höhen- und Gefälleverhältnisse im Zusammenhange zeigen, sind tunlichst zu einem »System« zu vereinigen. Die Erfahrung hat es nun als zweckmäßig ergeben, die Röhrenstränge mit begrenzter Länge, mit dem gleichen Kleinstdurchmesser und mit dem gleichen Gefälle anzulegen. Je nachdem die Sauger in die Richtung des stärksten Gefälles und die Sammler quer dagegen, oder umgekehrt die Sammler in die Richtung des stärksten Gefälles und die Sauger quer dagegen angelegt werden, spricht man von Längsdrainage oder Querdrainage [5]. Die Erfahrung hat ergeben, daß bei der Querdrainage das Wasser stärker in die Sauger eintritt als bei der Längsdrainage, die erstere also wirksamer als die letztere ist. Ein Strang von bestimmter Länge entwässert somit bei der Querdrainage eine größere Fläche als bei der Längsdrainage. Deshalb ist bei ersterer eine größere Strangentfernung zulässig, woraus eine Ersparnis an Draingräben und Drainröhren folgt. Bei der Querdrainage liegen die Sammler im stärksten Gefälle, sie können daher zur Abführung der

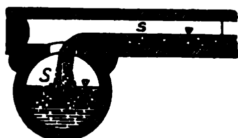


Fig. 870. Verbindung zweier Drains durch Überdeckung ohne Formsteine.

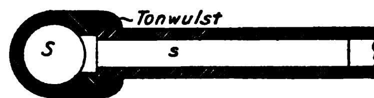


Fig. 871. Verbindung zweier Drains in gleicher Höhe mit Formsteinen.

gleichen Wassermenge einen kleineren Durchmesser erhalten: es werden also weniger Röhren von großem Durchmesser gebraucht. Endlich sind bei der Querdrainage Verstopfungen weniger zu befürchten als bei der Längsdrainage, da die Geschwindigkeit des Wassers in den Sammlern wegen des stärkeren Gefälles größer ist als in den Saugern.

Die Figuren 872 und 873 zeigen nach Gerhardt [5] für das gleiche Gelände eine Längs- und eine Querdrainage. Die erstere erfordert 6500 m Sauger und 1215 m Sammler, die letztere 5440 m Sauger und 940 m Sammler, so daß bei der Querdrainage rund 17 v. H. Drains erspart werden. In Wirklichkeit ist aber die Ersparnis an Kosten nicht so groß, da die Querdrainage schwieriger auszuführen ist. Immerhin dürfte in dem betrachteten Falle eine Ersparnis von mindestens 10 v. H. mit der Querdrainage herbeigeführt werden.

Das geringste Gefälle der Sauger und Sammler ist auf Grund der Forderung zu bestimmen, daß die Geschwindigkeit des Wassers in den Drains bei vollem Überdruck mindestens 0,16 m, besser 0,20 m beträgt, bei Triebsand aber mindestens 0,35 m. Gefälle unter 0,002 sind grundsätzlich zu vermeiden, weil sie die Ausführung außerordentlich erschweren. Ebenso sind Sauger von kleinerer Weite als 4 cm mit Rücksicht auf ihre Verstopfungen durch Algen auszuschließen.

Zulässige Länge der Sauger. Da erfahrungsgemäß bei der Längsdrainage die Abfangung langer Sauger durch Sammler günstig wirkt, so werden bei der Längsdrainage Sauger von mehr als 150 m Länge vermieden. Bei der Querdrainage richtet sich aber die Länge der Sauger lediglich nach der Größe des Entwässerungsgebietes.

Berechnung der Drainröhren. Zur Bestimmung der Rohrdurchmesser muß man zunächst die größte Sickerwassermenge kennen, die von der Flächeneinheit des zu entwässernden Geländes in der Zeiteinheit abgeführt werden soll und deshalb auch wohl **spezifische Sickerwassermenge** genannt wird. Man nehme nach [6] folgende Grenzwerte an:

Spezifische Sickerwassermenge in sl/ha.

Für sehr schweren Tonboden . . .	0,35 bis 0,50
» gewöhnliche Drainageböden . .	0,50 » 0,70
» durchlässigere Böden	0,70 » 2,10.

Fig. 872. Längendrainage.

Fig. 873. Querdrainage.

Bezeichnet

F den Rohrquerschnitt in qm,
d » Rohrdurchmesser in m,
Q die sekundliche Wassermenge in cbm,
h den Fall des Rohrstranges in m,
l die Länge » » » »
c den Beiwert der allgemeinen Geschwindigkeitsformel,

dann ist

$$F = \frac{\pi d^2}{4};$$

$$v = c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{h}{l}} = c_1\sqrt{d\frac{h}{l}};$$

$$Q = Fv = 0{,}785 \cdot c_1\sqrt{d^5\frac{h}{l}} = k\sqrt{d^5\frac{h}{l}}.$$

Man nehme

Für $d =$	0,04	0,05	0,065	0,08	0,10	0,13	0,16 m
$k =$	10,9	11,8	12,9	13,8	14,8	16,9	18,0.

Bei der Berechnung geht man aus vom Rohrdurchmesser, der bei Saugern gewöhnlich 4 cm beträgt, und ermittelt mit der Wassermenge, dem gegebenen Gefälle und dem angenommenen gegenseitigen Abstande der Drainzüge die größte Länge l der letzteren.

Zahlenbeispiel.

Gegeben: der Abstand zweier Saugstränge = 15,0 m;

$$d = 0{,}04 \text{ m}; \quad \frac{h}{l} = \frac{1}{300}; \quad Q = 0{,}0007 \text{ scbm/ha.}$$

Gesucht: die Stranglänge l.

$$\frac{0{,}0007 \cdot 15 \cdot l}{10000} = 10{,}9 \sqrt{0{,}04^5 \cdot \frac{1}{300}}$$

$$l = 192 \text{ m.}$$

Die Geschwindigkeit im Rohrstrang ergibt sich aus

$$v = \frac{10{,}9}{0{,}785} \sqrt{0{,}04 \cdot \frac{1}{300}} = 0{,}16 \text{ m,}$$

was noch genügend sei.

Die Weite der Sammler richtet sich nach der ihnen von den Saugern zugeführten Wassermenge und dem verfügbaren Gefälle. Auch hier gehe man von den erhältlichen Rohrweiten aus und ermittle hierfür die Flächen, die ihr Wasser noch in den Sammler schicken dürfen, ohne ihn zu überlasten.

Alle diese Rechnungen werden außerordentlich erleichtert durch zeichnerische Tafeln [5], [6].

Über die Ausführung der Drainagen ist noch zu bemerken, daß die Gräben zur Ersparnis an Erdarbeiten mit tunlichst geringer Sohlenbreite und möglichst steilen Böschungen auszuheben sind. Das Verlegen der Röhren in die Grabensohle wird von besonders eingeübten Arbeitern bewirkt. Ein geübter Arbeiter kann täglich etwa 300 m Röhren verlegen.

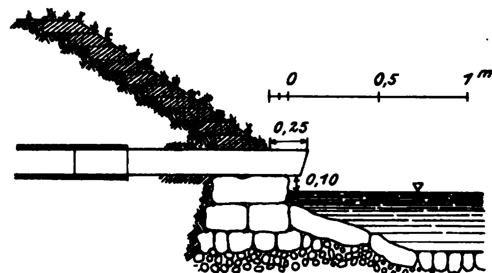


Fig. 874. Eiserne Ausmündung ohne Gitter.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Ausbildung der Ausmündungen in den Vorfluter. Sie sind die einzigen zutage liegenden Teile der Drainage und deshalb störenden äußeren Einwirkungen ausgesetzt. Ihre Zahl muß daher möglichst beschränkt werden. Erlauben es die Vorflutverhältnisse, dann ist es am besten, die Ausmündungen nach Fig. 874 aus gußeisernen Rohren, die an der unteren Seite eine halbe Muffe erhalten, frei und ohne Gitter herzustellen, da ein Verschluß durch Gitter eine Verstopfung durch Schlammablagerung herbeiführt. Dann muß aber die Ausmündung so hoch liegen, daß Tiere (Frösche) nicht in sie gelangen können. Wo sich eine solche Anordnung wegen mangelnder Vorflut verbietet, sind Verschlüsse durch drehbare Gitter zweckmäßig.

III. Abschnitt.

Die Bewässerung.

A. Allgemeines.

Die Bewässerung des Bodens bezweckt die Beförderung des Pflanzenwuchses durch Zuführung von Feuchtigkeit oder von Düngestoffen, d. h. der im Wasser vorkommenden Sinkstoffe und gelösten Pflanzennährstoffe. In heißen Ländern bildet die anfeuchtende Bewässerung die unerläßliche Vorbedingung für eine erfolgreiche Bodenkultur, indem sie die großen Wasserverluste durch die Verdunstung ersetzen muß. In den gemäßigten Klimaten soll hauptsächlich das Bewässerungswasser düngend wirken, indem es den Pflanzen Mineralstoffe zuführt, welche die Nährstoffe möglichst ersetzen sollen, die dem Boden durch die Ernte entzogen werden. In beiden Fällen hat das Wasser noch als Lösungs- und Verbreitungsmittel der im Boden enthaltenen Nährstoffe zu dienen. Ferner kann durch das Bewässerungswasser eine schützende Wirkung herbeigeführt werden: das den Boden bedeckende Wasser kann die schädlichen Wirkungen der im Frühjahre plötzlich auftretenden Nachtfröste durch Verminderung der nächtlichen Wärmeausstrahlung verhüten. Auch kann, wenn das unbewässerte Gras gefroren ist, durch Bewässerung am frühen Morgen ein allmähliches Auftauen der gefrorenen Pflanzen herbeigeführt werden. Endlich kann das Bewässerungswasser dadurch eine nützliche Wirkung ausüben, daß es aus moorigem Boden Humussäure und lösliche Eisen- und Mangansalze, die das Wachstum der Süßgräser schädigen, auflöst und fortführt, oder daß durch eine kräftige Winterbewässerung Heidekraut, Moos und sonstiges Unkraut trockener Wiesen zerstört werden, wodurch für gute Gräser Platz geschaffen wird.

Das bei der düngenden Bewässerung zugeführte Wasser muß in solcher Weise wieder abgeleitet werden, es muß ihm eine solche Vorflut verschafft werden, daß die tieferliegenden Gebietsflächen nicht versumpfen. Es muß daher die **düngende** Bewässerung Hand in Hand gehen mit einer geordneten Entwässerung.

Bei der anfeuchtenden Bewässerung hingegen wird in der Regel die gesamte zugeführte Wassermenge von dem Boden und den Pflanzen verbraucht und zum Teil wieder verdunstet, so daß die Notwendigkeit einer Entwässerung ganz entfällt oder doch nur in geringem Maße auftritt.

Auch in unserem Klima ist zur Sommerzeit eine anfeuchtende Bewässerung stets erwünscht, während durch den Bezug künstlicher Düngemittel die durch die Ernte entführten Nährstoffe billig ersetzt werden können, so daß eine düngende Bewässerung der Wiesen zum Ersatze der Nährstoffe nicht immer unbedingt erforderlich erscheint, ja sogar unwirtschaftlich wird, wenn sie infolge besonders großer Aufwendungen für Kunstbauten teurer wird als die Beschaffung künstlicher Düngemittel.

Es läßt sich somit unter Umständen die düngende Bewässerung durch unmittelbare Düngung vorteilhaft ersetzen, während die anfeuchtende Bewässerung nie ersetzt werden kann.

Eine Bewässerungsanlage, welche die sommerliche Anfeuchtung nicht gestattet, muß daher in der Regel, wie Perels zutreffend hervorhebt, als unzweckmäßig bezeichnet werden. Eine Ausnahme bilden nur die Anlagen, welche an größeren wasserreichen Flüssen im Frühjahre und Herbst ohne zu kostspielige Kunstbauten und Geländeumgestaltungen die düngende Bewässerung ermöglichen.

Wenn gesagt wurde, daß unter Umständen die düngende Bewässerung durch künstliche Düngung vorteilhaft ersetzt werden kann, so ist das so aufzufassen, daß ein solcher Ersatz immer nur als letzter Ausweg in Frage kommt, wenn eben die Ausführung der düngenden Bewässerung verhältnismäßig zu große Kosten verursachen würde. Es ist nämlich hierbei zu beachten, daß bei uns, wenn von der Bewässerung der Gemüsegärten abgesehen wird, die Bewässerungen größeren Maßstabes nur für Wiesen in Frage kommen, deren Ertrag sich durch die düngende Bewässerung um das Zwei- bis Dreifache hebt. Durch die damit bewirkte Gewinnung höherer Futtererträge wird die Haltung eines größeren Viehstandes ermöglicht, damit aber die Möglichkeit herbeigeführt, den für die Äcker erforderlichen Dünger in der eigenen Wirtschaft zu erzeugen. In diesem Sinne ist »die Wiese die Mutter des Ackers«. Mit der Steigerung der Wiesenerträge wird also der Getreide- und Hackfruchtbau gefördert. So waren es früher vor dem Import ausländischer Düngemittel und vor der Einführung der besömmerten Brache sowie des Kartoffel- und Kleebaues lediglich die Wiesen und Weiden, die dem Ackerlande einen Ersatz für die fortdauernd entzogenen und verkauften Erntebestandteile zurückgaben. Die nachhaltige und gesteigerte Ausnutzung des Ackerlandes war nur möglich unter gleichzeitiger und sachgemäßer Kultur des Wiesenlandes. Mit der Einführung des Futterbaues auf Ackerland, der Wechselwirtschaft, des Fruchtwechsels und der hierdurch erzielten günstigen Ernten trat eine Zeit ein, wo man vielfach glaubte, die Wiesen entbehren zu können und sein besonderes Augenmerk der Verbesserung der Ackerkultur zuwandte. Nur dort, wo die Viehzucht blühte, wie in gebirgigen Ländern, pflegte man auch die Wiesen. Heute ist die große wirtschaftliche Bedeutung einer vernünftigen Wiesenkultur allgemein anerkannt und wird nicht mehr, wie vorübergehend früher, bestritten.

B. Die Wirkung und Beschaffenheit des Wassers.

Von den genannten Wirkungen des Bewässerungswassers ist die düngende Wirkung abhängig von dem Gehalt des Wassers an schwebenden und gelösten Nährstoffen. Die Erfahrungen bei vielen Bewässerungsanlagen haben ergeben, daß die vom Flußwasser aufgelösten Stoffe eine noch weit größere Rolle spielen als die schwebenden Stoffe, und daß mit dem Ausscheiden der letzteren aus dem Bewässerungswasser die günstige Einwirkung desselben auf die Befruchtung der Grundstücke nicht erschöpft ist. Die erwähnten Untersuchungen Breitenlohners haben ergeben, daß in der Elbe bei Lobositz die Menge der schwebenden Stoffe im Winter größer ist als im Sommer, daß das Umgekehrte bei den gelösten Stoffen der Fall ist und daß im Durchschnitt die Menge der gelösten Stoffe etwas größer ist als die der schwebenden. Wolfbauer fand für die Donau bei Greifenstein die Menge der schwebenden Stoffe im Winter kleiner als im Sommer und das Umgekehrte für die gelösten Stoffe. Auch hier war die Menge der gelösten Stoffe im Jahresdurchschnitt etwas größer als die der schwebenden.

Daraus erklärt sich die fast gleichbleibende Wirksamkeit des überströmenden Hochwassers unserer Flüsse selbst bei erheblicher Länge des überfluteten Geländes.

Wenn es sich nur um anfeuchtende Bewässerung handelt, dann ist die Beschaffenheit des Wassers gleichgültig: nur dürfen in ihm keine dem Pflanzenwuchse schädlichen Stoffe enthalten sein. Das salzige Seewasser scheidet als Bewässerungswasser aus, ebenso das durch die Abgänge mancher industrieller Anlagen verdorbene Wasser, das Grubenwasser, das aus Torfstichen und Mooren abfließende, Humussäuren

enthaltende Wasser, das Wasser der Salzquellen usw. Im übrigen findet sich in der Natur — mit Ausnahme des Meerwassers — nur sehr selten Wasser, das dem Pflanzenwuchs schädlich ist.

Selbstverständlich eignet sich nicht jedes Wasser in gleichem Maße zur düngenden Bewässerung. So ist Quellwasser aus sedimentären Schichten reicher an Mineralstoffen als solches aus dem Urgebirge. Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß beim Bewässern unter Umständen eine Lösung von vorher vom Boden absorbierten Stoffen stattfinden, der Boden also ausgelaugt werden kann. Letzteres zeigt sich dadurch, daß das Abflußwasser reicher an Nährstoffen ist als das Bewässerungswasser, daß es sich somit auf Kosten des Bodens bereichert hat. Um in dieser Beziehung sicher zu gehen, empfiehlt es sich in Zweifelsfällen, bei der düngenden Bewässerung eine Versuchsanlage unter Analyse des Abwassers in Betrieb zu nehmen, die aber leider der großen Kosten wegen meistens unterbleibt. Man begnügt sich vielmehr mit der Prüfung des Wassers auf Grund äußerer Anzeichen.

C. Der Wasserbedarf.

§ 1. Zur Anfeuchtung.

Die Wassermenge für die anfeuchtende Bewässerung hängt ab von dem Klima, der Bodenbeschaffenheit und den Kulturen und, in geringerem Maße, auch noch von der Art der Bewässerung. Je größer die Verdunstung, also die Luftwärme während der Zeit des Pflanzenwachstums und je größer die Versickerung, also die Durchlässigkeit des Bodens ist, um so größer ist der Wasserbedarf.

Im südlichen Frankreich und in Oberitalien gelten zur Vegetationszeit für Wiesen folgende Zahlen:

1. Bei schwerem Boden	0,75 sl/ha
2. » mittlerem »	1,50 »
3. » leichtem »	1,75 »
4. als Durchschnitt	1,00 »

Für eine Bewässerungsdauer von jährlich 6 Monaten ergibt sich mit der Durchschnittszahl ein Jahresbedarf von

$$\frac{6 \cdot 30{,}5 \cdot 86400 \cdot 1}{1000} \cong 15800 \text{ cbm/ha}.$$

Diese Wassermenge wird aber in den 6 Monaten nicht gleichmäßig zugeführt, sondern so, daß etwa alle 8 bis 10 Tage mit der auf diesen Zeitabschnitt entfallenden Wassermenge bewässert wird. Bei einem Bewässerungswechsel von 10 Tagen würde z. B. jedesmal eine Wassermenge von

$$\frac{1 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 \cdot 10}{1000} = 864{,}0 \text{ cbm/ha}$$

zugeführt werden müssen.

Man wählt auch wohl als Maß für die Wassermenge die sogenannte »Stauhöhe«, d. i. diejenige Höhe, bis zu der das Wasser sich auf einer wagerechten Fläche in einer bestimmten Zeit ansammeln würde. Die gefundene Wassermenge würde somit einer zehntägigen Stauhöhe von

$$\frac{864}{10000} = 0{,}0864 \text{ m} \cong 86 \text{ mm}$$

entsprechen.

In Deutschland und den Ländern mit diesem gleichen Klima sind es meistens die Wiesen, die in trockenen Sommern, aber gewöhnlich erst nach dem ersten Schnitt, einer anfeuchtenden Bewässerung bedürfen. Hierzu genügen in der Regel folgende Wassermengen:

	Gesamtbedarf für die Bewässerungsperiode cbm/ha
1. Auf schwerem Boden:	
zwei- bis dreimalige Bewässerung mit je 0,14 m Stauhöhe	= 2800 bis 3200
2. Auf mittelschwerem Boden:	
dreimalige Bewässerung mit je 0,16 m Stauhöhe	= 4800
3. Auf leichtem Boden (z. B. lehmiger Sand):	
vier- bis fünfmalige Bewässerung mit je 0,16 m Stauhöhe	= 6400 bis 8000

Die vorstehenden mittleren Werte gelten aber nur unter der Voraussetzung, daß ergiebige Sommerniederschläge ausbleiben.

§ 2. Zur Düngung.

Die zweckmäßigste Wassermenge für die düngende Bewässerung hängt hauptsächlich von dem Gehalte des Wassers an Nährstoffen und von dem Umstande ab, ob diese allein die in der Ernte ausgeführten Nährstoffe ersetzen sollen. Der tatsächliche Wasserverbrauch schwankt daher innerhalb der sehr weiten Grenzen von etwa 12 bis zu 80 sl/ha. Bei zweckmäßiger Verteilung des Wassers und insbesondere bei mehrfacher Benutzung desselben genügt meistens ein Zufluß von etwa 12 bis 30 sl/ha.

Größere Wassermengen sollten nur dann zugeführt werden, wenn durch eine vollständig gesicherte Vorflut oder Abführung des Wassers eine unzeitige Stauung desselben auf den tieferliegenden Flächen des Bewässerungsgebietes verhindert werden kann. Man muß also die Herrschaft über das Wasser behalten, damit man im Bewässerungsgebiete die Grundstücke abwechselnd trocken legen kann.

D. Die Beschaffung des Wassers.

§ 1. Entnahme aus natürlichen Wasserläufen.

Das Wasser, und insbesondere das Hochwasser, der Bäche, Flüsse und Ströme eignet sich wegen seines Gehaltes an Pflanzennährstoffen vorzüglich zur Bewässerung, zumal es, namentlich im Flachlande, meist eine für die Bewässerung günstige Temperatur besitzt. Seine Benutzung für Bewässerungen größeren Umfanges kommt aber nur dann in Frage, wenn das Bewässerungsgebiet neben dem Wasserlaufe liegt und wenn das Wasser in Zweigkanälen so aus dem Flusse abgeleitet werden kann, daß die zu bewässernde Fläche von ihm vollständig beherrscht wird. Günstigstenfalls kann es aus dem freien Wasserlaufe in den Hauptbewässerungskanal geleitet werden, anderenfalls muß dieser oberhalb eines im Flusse zu errichtenden Wehres abzweigen. Endlich kann auch das Flußwasser, wie später erörtert werden wird, künstlich gehoben werden.

Die Ableitung aus dem freien Wasserlaufe kommt nur bei ausgedehnten Bewässerungsanlagen und bei größeren Strömen vor, wo die Errichtung eines Wehres lediglich für Bewässerungszwecke der hohen Kosten wegen ausgeschlossen ist. Die Ableitung des Bewässerungswassers aus dem ungestauten, freien Strome bedingt ferner, daß während der Bewässerungszeit die Wasserführung des Stromes ziemlich gleichmäßig ist und daß Strom- und Bewässerungsgebiet ein genügendes Längengefälle besitzen.

Die bei kleineren Wasserläufen meistens übliche Ableitung aus dem Oberwasser eines beweglichen Wehres hat gegenüber der freien Ableitung den Vorteil, daß die Bewässerung bei sehr wechselnder Wasserführung des Flusses möglich ist. Die Einlaßschleuse in dem Hauptbewässerungskanal ist dann so anzulegen, daß zu allen Jahreszeiten bewässert werden kann, daß namentlich auch bei den niedrigen Sommerwasserständen eine anfeuchtende Bewässerung ermöglicht wird.

Die Lage des Hauptbewässerungskanales richtet sich nach dem Gefälle und der gesamten Gestaltung des zu bewässernden Gebietes. Sie muß eine solche sein, daß mit der geringsten Erhebung des Wasserspiegels über dem Gelände eine möglichst große Fläche bewässert wird. Im übrigen ist die Erhebung des Hauptbewässerungskanales über das Gelände um so mehr zu vermeiden, je durchlässiger der Boden ist. Liegt der Kanal bei durchlässigem Boden im Auftrage, dann ist er durch Tonschlag usw. sorgfältig zu dichten. Je günstiger der Querschnitt für den Wasserdurchfluß gestaltet ist, um so geringer ist der Gefällebedarf des Kanals, um so größer wird also bei gleicher Höhenlage an der oberen Abzweigung die vom Kanale beherrschte Fläche. Andererseits ist das Gefälle so zu gestalten, daß die Wandungen des Kanals von der Strömung nicht angegriffen werden. Bei schwachem Gefälle ergibt sich als Vorteil die Vergrößerung der Bewässerungsfläche, als Nachteil ein größerer Querschnitt des Zuleiters. Auf einzelne, besonders hochliegende Flächen kann gegebenenfalls das Wasser künstlich gehoben werden. Um den Eintritt in den Hauptzuleiter zu erleichtern, ist der Einlaufquerschnitt auf angemessene Länge trichterförmig zu erweitern. Endlich kann das Hochwasser der Flüsse durch Deichschleusen oder Siele in die bedeichte Niederung zwecks Überstauung eingelassen werden. Das Verfahren ist aber nur dann zweckmäßig, wenn das eingeführte Wasser durch ein weiter abwärts liegendes Siel rechtzeitig wieder ausgelassen werden kann, so daß ein häufiger Wechsel des Wassers möglich ist. Nur, im Ebbe- und Flutgebiete der Ströme ist ein regelmäßiger Wechsel ohne besondere Schwierigkeiten erreichbar.

§ 2. Entnahme aus Quellen.

Sie kommt wegen der verhältnismäßig geringen Ergiebigkeit nur in Frage für die Bewässerung kleinerer, örtlich begrenzter, einzelnen Besitzern gehöriger Flächen. Auch das aus den Drains ablaufende Wasser kann in solchen Fällen zur Bewässerung benutzt werden. Wegen der Armut des Quellwassers an Pflanzennährstoffen ist seine düngende Wirkung nur sehr gering, dagegen kann das Drainwasser im Frühjahr wegen seiner höheren Temperatur auf den Pflanzenwuchs günstig einwirken. Die Benutzung des Drainwassers zur anfeuchtenden Bewässerung hat aber den großen Nachteil, daß es gerade in trockenen heißen Sommern meistens versiegt.

Das Quell- und Grundwasser ist zu Bewässerungszwecken auch deshalb meistens wenig geeignet, weil es oft in der wärmeren Jahreszeit zu kalt ist. Nur wo die Möglichkeit vorliegt, durch Erschließung artesischen Wassers Wasser von angemessener Temperatur aus größerer Tiefe in reicher Menge und nachhaltiger Ergiebigkeit zu gewinnen, kann es in größerem Maßstabe für die anfeuchtende Bewässerung verwendet werden, wie es die artesischen Brunnen in Algier beweisen.

§ 3. Entnahme aus Sammelteichen und Schiffahrtskanälen.

Die Herstellung von Sammelteichen durch Talsperren lediglich für Bewässerungszwecke kommt nur in den wärmeren Ländern in Frage, wo es sich um anfeuchtende

Bewässerung handelt. Solche Stauweiher mit Fassungsräumen bis zu 100 Millionen Kubikmeter und mehr befinden sich z. B. in Ostindien, wo das Wasser in der Regenzeit aufgespeichert wird. Auch in Kalifornien, in Algier sowie in Spanien sind große Stauweiher für Bewässerungszwecke angelegt worden. Daß auch bei uns das Talsperrenwasser für Bewässerungen vorteilhaft mitbenutzt werden kann, lehren die betreffenden Anlagen in den Vogesen. Wegen der Einrichtungen zur Entnahme des Wassers wird auf den Vierten Teil, II. Abschnitt verwiesen.

Bei Schiffahrtskanälen sind in der Regel, aber nur unter besonders günstigen Umständen, nur kleine Wassermengen verfügbar, zumal die Strömung in ihnen mit Rücksicht auf den Schiffswiderstand das Maß von 0,20 m nicht überschreiten darf.

§ 4. Die künstliche Wasserhebung.

Die künstliche Wasserhebung scheidet der hohen Kosten wegen aus, wenn mit großen Wassermengen kleine Gebiete bewässert werden sollen. Sie kommt daher für die düngende Bewässerung nur in Frage, wenn es sich um die Hebung städtischer Abwässer handelt. Wohl aber eignet sie sich bei uns unter günstigen örtlichen Verhältnissen zur anfeuchtenden Bewässerung kleiner Flächen.

Als Wasserhebevorrichtungen können verwendet werden:

1. Schöpfräder, die nur kleine Wassermengen, etwa 30 bis 40 sl, auf Höhen bis zu etwa 5 m heben, und die durch die Strömung der natürlichen Wasserläufe getrieben werden. Bei den Kastenschöpfrädern ist der Radumfang mit Bechern und Schaufeln, die zusammen ein Ganzes bilden, besetzt.

2. Lokomobilen mit Zentrifugalpumpen. Diese Einrichtung ist deshalb vielfach besonders zweckmäßig, weil die Lokomobilen, falls sie nicht zum Wasserschöpfen benutzt werden, für andere Zwecke in der Wirtschaft Verwendung finden.

3. Große Dampfpumpwerke mit stehenden Maschinen finden bei uns keine, wohl aber in den wärmeren Ländern, vor allem in Ägypten, Indien, Kalifornien und Australien ausgedehnte Anwendung.

4. Becherwerke oder einfache Pumpwerke mit Pferdegöpelantrieb sind durchaus zweckmäßig für kleine Bewässerungsanlagen, namentlich für Gemüsegärten. Sie heben das Grundwasser aus Brunnen, falls dieses nicht zu kalt ist. Die Göpel sind meistens für ein Pferd eingerichtet.

5. Pumpen mit Windradantrieb sind nur dort verwendbar, wo ein Behälter zur Aufspeicherung des Wassers in der erforderlichen Höhe angelegt werden kann, so daß die Bewässerung, unabhängig vom Winde, auch bei windstillen Zeiten bewirkt werden kann. Solche Einrichtungen mit Benutzung der an sich vortrefflichen Halladayschen Windmotoren haben sich für Park- und Gartenanlagen durchaus bewährt. Anders liegen aber die Verhältnisse bei der im Sommer vorzunehmenden anfeuchtenden Bewässerung von Wiesen: dann ist, wenigstens im Binnenlande, die Zahl der Windtage meist so gering, daß schon größere Behälter erforderlich werden. Diese dürfen aber, um dem Wasser die nötige Wärme zu sichern, nicht zu tief sein und nehmen daher eine verhältnismäßig große Bodenfläche in Anspruch, die somit für die Kultur verloren geht. Ferner wird überdies die ganze Anlage so kostspielig, daß sie nur ganz ausnahmsweise, wie bei Handelsgärtnereien, eine wirtschaftliche wird. Bei Wässerungswiesen ist eine Wirtschaftlichkeit aber nicht erreichbar.

E. Die Arten der Bewässerung.

§ 1. Allgemeines.

Die Bewässerungsanlagen sind gewöhnlich sehr einfach, da sie meistens nur durch kleine Gräben und niedrige Verwallungen gebildet werden, und da die erforderlichen Kunstbauten Stauwerke kleiner Abmessungen und einfachster Bauart sind. Trotzdem erheischen die Bewässerungsanlagen wegen ihrer großen Zahl und Ausdehnung die liebevollste und sorgfältigste Wartung und Unterhaltung, insbesondere müssen etwa eintretende Unregelmäßigkeiten unverzüglich ausgebessert werden. »Ein einzelner Spatenstich«, sagt G. Hagen, »der zur rechten Zeit gemacht wird, kann leicht großen Unordnungen vorbeugen.« Erfolgt das Eingreifen rechtzeitig, dann bedeutet es nichts anderes als eine der vom Landmanne im gewöhnlichen Wirtschaftsbetriebe zu bewirkenden Verrichtungen und erfordert dann auch kaum besondere Kostenaufwendungen. Die nur örtlichen Bewässerungsanlagen gehören daher eigentlich nicht mehr in das Arbeitsgebiet des Wasserbauingenieurs, sondern in das des Landmannes.

Unter diesem Gesichtspunkte und weiter unter dem, daß es sich bei uns fast ausschließlich um Wiesenbewässerungen handelt, sollen nachfolgend die verschiedenen Arten der Bewässerung besprochen werden.

Auf die Bedeutung der Wiesenkultur für unsere Landwirtschaft ist bereits hingewiesen worden. Die Kräuter und Gräser der Wiesen bilden das vorzüglichste Futter für das Vieh, also die Grundlage für die Viehzucht und durch den mit dieser gewonnenen Dünger eine wichtige Stütze des Ackerbaues.

Für die Wiesenkultur ist der Umstand besonders günstig, daß der Pflanzenwuchs der Wiese — hauptsächlich wegen seiner aus zahlreichen Pflanzenarten gebildeten Zusammensetzung, deren Lebensbedingungen sehr verschiedenartig sind — weit widerstandsfähiger gegen Witterungseinflüsse ist als die Vegetation des Ackers. Der Ertrag der Wiesen ist daher sicherer als der des Ackers. Gänzliche Mißernten sind bei Wiesen nur ganz ausnahmsweise zu verzeichnen.

Man unterscheidet Wiese und Weide: die erstere wird durch Abmähen beerntet, die letztere durch den Zahn der Tiere. Eine Wechselwiese wird abwechselnd als Wiese und als Acker benutzt. Ein Futterfeld ist ein Grundstück, auf dem Gras- und Kleearten ein oder mehrere Jahre hindurch künstlich angebaut werden und dessen Ernte zur Stallfütterung benutzt wird. Das Futterfeld wird zu einer Feldweide, wenn hierbei das Grundstück unmittelbar vom Vieh abgeweidet wird.

Die Arten der Bewässerung zerfallen in drei Gruppen: in die Einstauung, Überstauung und Überrieselung. Die Wirksamkeit der Bewässerung nimmt in dieser Reihenfolge zu, gleichzeitig wachsen aber auch in der gleichen Reihenfolge die Kosten der Anlage.

§ 2. Die Einstauung.

Bei der Einstauung wird das Wasser in den Gräben zurückgehalten, die für die Zwecke der Entwässerung hergestellt worden sind. Das wird dadurch bewirkt, daß die Ausmündung des Entwässerungsnetzes in den natürlichen Vorfluter mit einer Stauschleuse versehen wird, durch deren Abschließung das angesammelte Wasser zurückgehalten wird. Dieses angesammelte Wasser, das während der Sperrzeit eine Vermehrung durch etwaige Niederschläge und durch den Zufluß von Tage- und Grundwasser aus höheren Lagen, zugleich aber eine Verminderung durch Verdunstung erfährt, führt eine Durchfeuchtung des Bodens zur Seite der Gräben herbei.

Die Einstauung kann aber nur dann in vollem Umfange wirksam sein, wenn das Sumpfgebiet eine nahezu wagerechte Lage aufweist, so daß sich der Rückstau über das gesamte Entwässerungsnetz erstreckt.

Perels [7] hebt zutreffend hervor, daß zwar mit Rücksicht auf die Einfachheit und Billigkeit der Anordnung die Wirkung der Abflußhemmung keine ungünstige sei, aber doch nicht im entferntesten mit der einer sachgemäßen Bewässerung verglichen werden könne, wie es denn überhaupt zweifelhaft sei, ob die Einstauung als Bewässerung bezeichnet werden könne.

Eine eigentliche Bewässerung tritt erst bei der Furchenbewässerung ein, bei der den, hier »Furchen« genannten, Gräben frisches fließendes Wasser zugeführt wird und das zugeflossene Wasser bei dem geringen gegenseitigen Abstande der Furchen den Boden vollständig durchfeuchtet. Die Furchenbewässerung wird in den südlichen Ländern beim Anbau von Kartoffeln, Rüben, Mais, Tabak, Krapp, Melonen, Kürbissen usw. verwendet. Klares Wasser ist besser als schlammhaltiges, da die Verschlammung der Furchen den Zutritt der Luft zu den Pflanzenwurzeln hemmen würde. Bei uns spielt die Furchenbewässerung bei der Bewässerung mit städtischem Abwasser, der Spüljauche, eine große Rolle: damit hier die Furchen durchlässig bleiben, muß der in ihnen abgesetzte Jauchenschlamm häufiger herausgehoben werden.

Die einander parallelen Furchen werden mit dem Pfluge hergestellt und die Kulturgewächse auf den Kämmen zwischen ihnen angepflanzt. Der gegenseitige Abstand der Furchen beträgt etwa 0,6 bis 2,0 m, je kleiner er ist, um so größer ist der Erfolg der Bewässerung. Die Furchenbewässerung kann außerordentlich mannigfaltig ausgebildet werden und ist bei nicht zu leichtem Boden auch bei sehr steilen Hängen ausführbar.

§ 3. Die Überstauung.

Man unterscheidet natürliche und künstliche Überstauung. Jede Überschwemmung stellt eine natürliche Überstauung dar. Durch zweckentsprechend gezogene Gräben und Dämme sowie durch eine rohe Einebnung der Überschwemmungsfläche kann die Ausbreitung des ausgetretenen Hochwassers des Wasserlaufes in gewissem Maße geleitet und beherrscht werden.

Bei der künstlichen Überstauung wird das zu überstauende Gebiet, soweit es nicht eine natürliche Mulde bildet, durch niedrige Dämme, deren Kronen in einer wagerechten Ebene liegen, ringsum umwallt. Das Fluß- oder Bachwasser wird durch einen mit einer einfachen hölzernen Einlaßschleuse versehenen Zuleitungsgraben in die verwallte Fläche geleitet, wo seine Verteilung durch innere Gräben, die überdies den Boden für die Dämme liefern, noch erleichtert werden kann. Aus der Fläche wird das Wasser durch einen mit einer Auslaßschleuße versehenen Graben in den Wasserlauf weiter unterhalb zurückgeleitet. Größere Flächen werden durch innere Querdämme in einzelne möglichst quadratische Felder geteilt. Solche Überstauungen erfordern ein nur wenig geneigtes Gelände, weil anderenfalls ihr Hauptvorzug, Billigkeit der Anlage, verloren gehen würde. Gefälle von mehr als 0,002 sind schon als unzweckmäßig zu bezeichnen. Die erwähnten Gräben müssen so angelegt sein, daß sie eine durchaus sichere Trockenlegung der Fläche ermöglichen. Da die Überstauung meistens durch das sinkstoffreiche Hochwasser der Wasserläufe erfolgt, so bewirkt sie zugleich eine Auflandung der überstauten Fläche, deren Unebenheiten im Laufe der Zeit dadurch selbsttätig ausgeglichen werden, daß die Mulden stärker verschlammen als die Geländeerhöhungen.

Stauwiesen dürfen nur auf durchlassendem Untergrunde angelegt werden, damit das Wasser den Boden nicht nachhaltig auskältet. Ferner muß die Möglichkeit gegeben sein, das Stauwasser rechtzeitig ablassen zu können.

Die Überstauung könnte als eine sehr zweckmäßige Art der Bewässerung bezeichnet werden, zumal sie schädliche Tiere, wie z. B. Mäuse, vertilgt und die Pflanzen vor Frostschäden bewahrt, wenn sie nicht den Zutritt der Luft hemmen würde, wodurch die besseren Wiesenpflanzen verkümmern, während sich Moose und saure Gräser bei Absperrung der Luft weiter entwickeln. Deshalb ist der Ertrag der Stauwiesen stets schlechter als der von Rieselwiesen, deren Hauptvorzug gerade in der stetigen Luftzuführung zum Boden und zu den Pflanzen besteht.

Regelt man durch entsprechende Stellung der Zu- und Ableitungsschleusen den Zu- und Abfluß so, daß das in die einzelnen Felder eingeleitete Wasser in langsamem Fließen erhalten wird, dann wird der Luftzutritt weniger gehemmt. Das letztere Verfahren heißt Stauberieselung.

Bei der Stauberieselung muß die Abflußschleuse so tief liegen, daß das Gebiet schnell trocken gelegt werden kann. Die Größe der Felder beträgt etwa 50 bis 80 ha, die Höhe der Überstauung etwa 0,30 bis 0,5 m. Die Dämme überragen den Stauspiegel um etwa 0,3 bis 0,4 m. Sie werden mit einer Kronenbreite von etwa 1,0 m mit dreifacher innerer und anderthalbfacher äußerer Böschung angelegt. Bei größeren Stauberieselungen sind der Felderteilung tunlichst vorhandene Wege und Eigentumsgrenzen zugrunde zu legen.

§ 4. Die Überrieselung.

1. Der Hangbau.

Das zu überrieselnde Gelände muß geneigt und vollkommen eben sein. Die natürlichen Hänge müssen ein Mindestgefälle von etwa 0,02 bis 0,025 besitzen. Bei der Überrieselung muß stets das Wasser in ganz gleichmäßiger und dünner Schicht über die Hangflächen laufen. Figuren 875a und b, zeigen die grundsätzliche Anordnung einer Rieselanlage: *ab* ist der Hauptzuleitungsgraben für den ganzen Hang. Aus ihm zweigen die einzelnen Rieselrinnen *ac*, *bg* usw. ab, die den Schichtenlinien des Hanges folgen und über deren untere Kanten das die Hangflächen berieselnde Wasser in dünner Schicht und ganz gleichmäßig überschlagen muß. Das Rieselwasser wird durch die Entwässerungsrinnen *de* in den Ent-

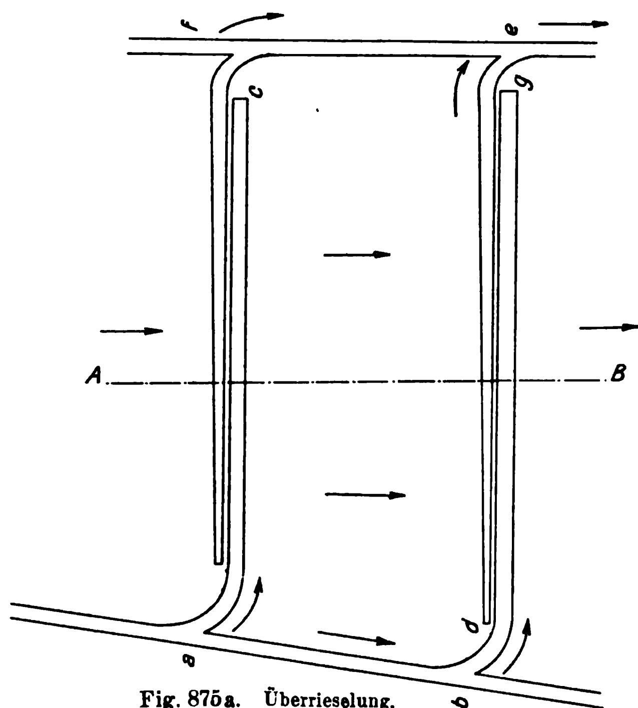


Fig. 875a. Überrieselung.



Fig. 875b. Schnitt *A—B*.

wässerungsgraben fe geleitet, der das abgerieselte Wasser der einzelnen Hangflächen aufnimmt.

Die Entwässerungsrinnen werden durch kleine Dämme h, Fig. 875b, von der Rieselrinne der unteren Hangfläche getrennt.

Ist das Gefälle des Hanges so stark, daß kein Rückstau des Wassers eintreten kann, dann können die Entwässerungsrinnen fortfallen.

Die Rieselrinnen werden mit einem Gefälle von etwa 0,0005 bis 0,001 hergestellt und in ihrer Länge auf etwa 20 bis 25 m beschränkt, damit sie in gutem Zustande erhalten werden können, weil nur bei einem solchen das Wasser in gleichmäßiger dünner Schicht überschlagen kann.

Demnach kann der gegenseitige Abstand zweier Hauptzuleitungsgräben bis zu etwa 50 m betragen. Der Entwässerungsgraben liegt dann in der Mitte zwischen ihnen.

Die Breite der Hänge oder der gegenseitige Abstand zweier Rieselrinnen hängt ab von dem Hanggefälle, der Durchlässigkeit des Bodens und dem Nährstoffreichtum des Rieselwassers. Je kleiner die Durchlässigkeit des Bodens und je größer Gefälle und Nährstoffgehalt des Wassers sind, um so größer können die Hangbreiten werden. Unter gewöhnlichen Gefälle- und Wasserverhältnissen werden die Hangbreiten

bei durchlässigem Boden etwa 16 bis 18 m,

» schwer durchlässigem Boden bis zu etwa 30 m.

Grundsätzlich richtig ist es, die Hangflächen möglichst lang und breit zu machen.

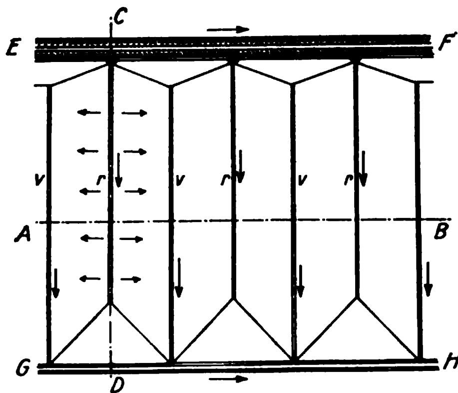


Fig. 876a. Rückenbau, Grundriß.



Fig. 876b. Rückenbau, Querschnitt A—B.

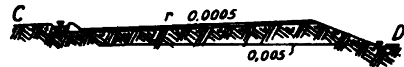


Fig. 876c. Rückenbau, Längenschnitt C—D.

Die Querschnitte der Zu- und Ableitungsgräben sind nach der Wassermenge und dem Gefälle zu bestimmen. Die Entwässerungsgräben und -rinnen müssen so tief sein, daß sie die Fläche zuverlässig trockenlegen können.

Die Rieselrinnen erhalten nahezu lotrechte Seitenwände und bei einer Tiefe von 0,15 bis 0,20 m eine Breite von 0,20 bis 0,25 m. Diese Tiefen sind dadurch begründet, daß durch den Graswuchs der Querschnitt nicht zu sehr beengt werde. Sehr häufig wird die Breite der Rieselrinne in dem Maße stetig verringert, in dem die abzuleitende Wassermenge abnimmt, während das umgekehrte bei den Entwässerungsrinnen stattfindet.

2. Der Rückenbau.

Ist, Figuren 876a bis c, das Gefälle zwischen dem oberen Bewässerungsgraben EF und dem unteren Entwässerungsgraben GH so klein, daß eine Hangbewässerung nicht

möglich ist, dann werden dachförmige Flächen gebildet, in deren Firstlinien die Rieselrinnen *r* und in deren Kehllinien die Entwässerungsrinnen *v* angelegt werden. Die ersteren werden aus dem Bewässerungsgraben gespeist und lassen das Wasser auf beiden Seiten gleichmäßig überschlagen, welches nach Berieselung der Hangflächen in den Entwässerungsrinnen *v* nach dem Entwässerungsgraben abgeleitet wird. Diese Umformung der Geländeoberfläche bedingt Abtrag in der Nähe der Kehllinien und Auftrag unter den Firstlinien. Die Länge der Rücken hängt von dem natürlichen Hanggefälle ab, in dessen Richtung sie angeordnet werden. Je größer dieses ist, um so kürzer müssen die Rücken zur Vermeidung zu großer und kostspieliger Erdarbeiten werden. Die Längen schwanken zwischen den Grenzen von 12 bis 50 m und betragen im Durchschnitt etwa 25 m. Die zwischen zwei benachbarten Entwässerungsrinnen gemessene Rückenbreite hängt von der Rückenlänge und dem erforderlichen Quergefälle ab, das bei mittlerem Boden mit etwa 0,05 angenommen werden darf; sie beträgt etwa 8 bis 40 m, im Durchschnitt etwa 10 bis 12 m. Bei schmalen Rücken empfiehlt es sich, zum Zwecke des vorteilhaften Abmähens die Breite der beiderseitigen Flächen als ein Vielfaches der 2 m betragenden Schwadbreite anzunehmen. Ein Rücken, der in zwei Schwaden auf jeder Seite gemäht wird, würde somit folgende Breite erhalten:

Vier Schwaden je 2 m	= 8,00 m
Breite der Rieselrinne	= 0,25 »
Breite der Entwässeringsrinne	= 0,25 »
zusammen	8,50 m.

Die Rieselrinnen beginnen mit 0,20 bis 0,24 m und endigen mit 0,16 m Breite; ihre Tiefe beträgt 0,15 bis 0,20 m. Die Entwässerungsrinnen beginnen mit der kleineren Breite von 0,16 m und endigen mit einer Breite von 0,25 bis 0,30 m; ihre Tiefe beträgt 0,20 m, ihr Mindestgefälle etwa 0,005.

§ 5. Die drainierten Rieselwiesen.

Der schleswigsche Landwirt Asmus Petersen vereinigte die Hangeberieselung ohne Entwässerungsrinnen mit der Röhrendrainage nach dem Quersystem, bei dem also die Sauger in den Schichtenlinien, die Sammler in der Richtung des Hanggefälles liegen. An den Vereinigungspunkten der Sauger und Sammler sind Sperrventile angebracht, die durch in Tagerohren befindliche Zugstangen bedient werden können. Während eine Abteilung des Hanges oberflächlich berieselt wird, ist das unterhalb derselben in dem Drainnetze befindliche Ventil geschlossen, so daß das Grundwasser angestaut wird. Durch Öffnen des Ventiles wird das angestaute Grundwasser schnell abgesenkt, wobei eine tiefe Durchlüftung des Bodens stattfindet. Sodann wird die an die erste Abteilung unten angrenzende zweite Abteilung ober- und unterirdisch bewässert und bei der danach bewirkten Trockenlegung durchlüftet usw. Die Petersensche Wiesenbewässerung erfordert also ein Gelände, das nach Art der Hangberieselung bewässert werden kann und einen Boden, der zugleich drainagebedürftig und drainagefähig ist. Ist aber der Boden von Natur trocken, so daß er nicht drainiert zu werden braucht, dann ist der wesentlich geringeren Kosten wegen die Hangberieselung vorzuziehen.

Überhaupt ist es dringend zu empfehlen, bei Wiesenbewässerungen die kostspieligen Kunstbauten möglichst zu unterlassen und statt ihrer die einfacheren und billigeren Bewässerungsarten anzuwenden: das Wesen der Wiesenbewässerung liegt nicht

in der Form der Oberflächenbearbeitung, sondern in einer sachdienlichen Zu- und Ableitung des Wassers. Als Regel ist der natürliche Wiesenbau, als Ausnahme der Kunstwiesenbau anzusehen.

IV. Abschnitt.

Beispiele größerer ausgeführter Ent- und Bewässerungen.

A. Entwässerung eines 1000 ha großen Marschgebietes an der Oste. [8.]

Das niedrigste Land liegt, Fig. 877, in 4 km Abstand vom Ostedeich auf — 1,10 m N.N., das gewöhnliche Niedrigwasser (= gewöhnlicher Ebbespiegel) auf — 0,72 m N.N., das gewöhnliche Hochwasser (= gewöhnlicher Flutspiegel) auf + 1,16 m N.N.

Die Abflußverhältnisse sind aber in den Wintermonaten von Mitte November bis Anfang März, wenn die im Ostedeich befindlichen Einlässe geöffnet sind, erheblich ungünstiger. Für diesen Zeitabschnitt gelten als Mittel

gewöhnliches Hochwasser = + 1,36 m N.N.,
» Niedrigwasser = — 0,56 m » ,

während der gemittelte niedrige Jahreswasserstand — 0,86 m N.N. beträgt.

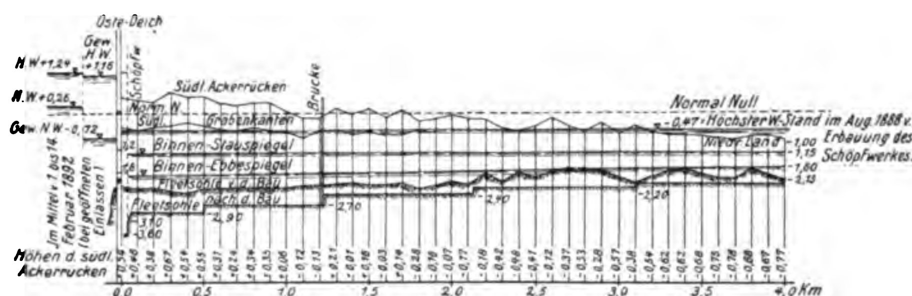


Fig. 877. Längenschnitt des Schleusenfleets und der nördlichen Nedderwegswettern im Engelschoffer Schleusenverbande.

Besonders ungünstig gestalten sich die Abflußverhältnisse, wenn im Frühjahre nach hohem Schneefall unvermittelt warme Taustürme eintreten, die zugleich Sturmfluten erzeugen und eine ungewöhnlich große Menge Schmelzwasser aus den höherliegenden Gebieten zum Abflusse bringen. Sind dann zwar die erwähnten Einlässe für den Bestand der Ostedeiche insofern von großer Bedeutung, als sie die Entstehung gefahrbringender Hochwasserspitzen verhindern, so bewirken sie andererseits eine so erhebliche Erhöhung des gewöhnlichen Niedrigwassers der Oste, daß die eingedeichte Niederung überhaupt nicht mehr auf natürlichem Wege entwässern kann, und zwar gerade dann, wenn das Abwässerungsbedürfnis am größten ist.

Bei dieser Sachlage entschloß man sich zur Errichtung eines Dampfschöpfwerkes, dessen Leistung aus den in den Jahren 1869 bis 1888 beobachteten Regenhöhen bestimmt wurde.

Ermittlung der täglichen Niederschlagshöhen, welche in den 20 Jahren von 1869 bis 1888 bei künstlicher Entwässerung durch Dampfkraft hätten abgeführt werden müssen.

Jahr	Regenhöhe in mm: im Januar	im Febr.	im März	vom 1. bis 15. April	vom 1. Jan. bis 15. April	wie nebenstehend, abzüglich $^1/_4$ für Verdunstung	Vom Beginn der Schöpfzeit am: Tag	Monat	bis 15. April (Anzahl Tage)	Demnach Regenhöhe, die an einem Tage abzuführen ist mm	Bemerkungen
1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.		9.	10.	11.
1869	25	46	34	2	107	80	16.	März	31	2,6	In den Jahren 1875, 1879, 1886, 1887 und 1888 würde der planmäßige Beginn d. Schöpfbetriebes durch Frost verzögert worden sein. Das Mittel aus den fettgedruckten 7 größten Regenhöhen beträgt 5,7 mm.
1870	24	10	37	9	80	60	16.	»	31	1,9	
1871	14	33	20	12	79	60	16.	»	31	1,9	
1872	34	11	50	20	125	94	16.	»	31	3,0	
1873	40	15	24	7	86	65	16.	»	31	2,1	
1874	38	12	62	20	132	99	16.	»	31	3,2	
1875	73	10	29	26	138	104	26.	»	21	5,0	
1876	22	88	96	15	221	166	16.	»	31	5,3	
1877	71	87	63	20	241	181	16.	»	31	6,0	
1878	59	24	102	36	221	166	16.	»	31	5,4	
1879	24	73	38	37	172	129	29.	»	18	7,2	
1880	25	41	39	15	120	90	16.	»	31	2,9	
1881	24	23	68	—	115	86	16.	»	31	2,8	
1882	28	34	59	5	126	95	16.	»	31	3,1	
1883	29	17	15	3	64	48	16.	»	31	1,6	
1884	83	32	28	9	152	114	16.	»	31	3,7	
1885	36	54	20	40	150	113	16.	»	31	3,6	
1886	81	15	51	16	163	122	24.	»	23	5,3	
1887	15	7	18	12	52	39	19.	»	28	1,4	
1888	38	34	71	19	162	122	26.	»	21	5,8	
									Summe	73,8	
									im Mittel	3,7 mm	

Aus der vorstehenden Tabelle ergibt sich die an einem Tage abzuführende Höhe zu rund 7 mm, entsprechend einer Abflußmenge von 0,81 sl/ha, oder von 0,81 s cbm/1000 ha. Hierbei ist angenommen, daß, wenn es die Eisverhältnisse gestatteten, am 15. März, andererseits aber später hätte begonnen werden müssen, um die Entwässerung bis spätestens zum 15. April zu beendigen.

Nach der Anfang März vorgenommenen Schließung der Einlässe wird mit Unterbrechungen geschöpft, und zwar, da der Betrieb bei äußerem Hochwasser zu ungünstig wird, nur zur Zeit der niedrigen Außenwasserstände, also etwa von halber Tide bei Ebbe bis zur halben Tide bei Flut, während etwa 6 Stunden jeder Tide.

Infolge dieses Betriebes findet ein ununterbrochener Durchfluß der Binnengewässer statt, die somit so zu berechnen sind, wie es im II. Abschnitt, § 3, 1 erläutert worden ist.

Die mittlere, während der Betriebszeit sekundlich zu fördernde Wassermenge ergab sich somit zu

$$\frac{12,4}{6,0} \cdot 0,81 = 1,67 \text{ oder rund } 1,70 \text{ cbm}.$$

Der Binnenstauspiegel wurde nach der Forderung festgestellt, daß die niedrigsten, am Ende des Verbandsfeldes liegenden Weiden noch mindestens 15 cm wasserfrei bleiben müssen. Mit dieser Bedingung und den im II. Abschnitt dieses Teils, C, § 3, 1 mitgeteilten Berechnungsgrundsätzen wurde der in den Längenschnitt, Fig. 877, eingetragene Ebbespiegel ermittelt.

Die mittlere Höhe des Oberwasserspiegels ergab sich aus der gewöhnlichen Flutkurve Fig. 878 als mittlere Höhe des unteren, durch eine Wagerechte von 6 Stunden Länge abgegrenzten Kurvenarmes, der noch rund 10 cm Schleusengefälle hinzugezählt wurde, zu — 0,22 m N.N.

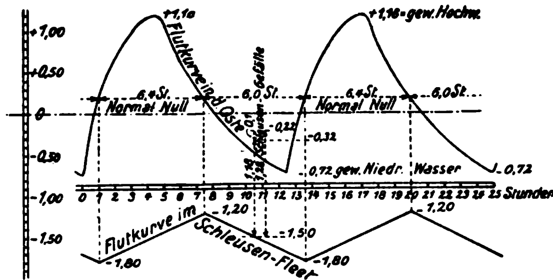


Fig. 878. Gewöhnliche Flutkurven vor und hinter der Engelschoffer Schleuse.

Für den gewöhnlichen Betrieb ergab sich demnach eine Förderhöhe von 1,28 m oder rund 1,30 m und hieraus eine sekundliche Leistungsfähigkeit von

$1,3 \cdot 1,7 = 2,21$ mt oder von

$$\frac{2,21 \cdot 1000}{75} = \text{rund } 30 \text{ PS}$$

nach dem gehobenen Wasser (Wasserpferdestärken).

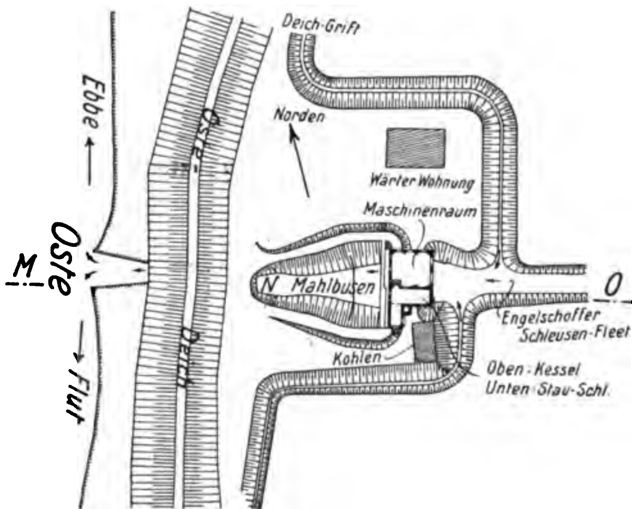


Fig. 879a. Lageplan.

Diese Leistungsfähigkeit kann durch verstärkten Dampfzutritt und vermehrte Dampfspannung auf etwa 45 Wasserpferdestärken gesteigert werden. Außerdem ist eine weitere Steige-

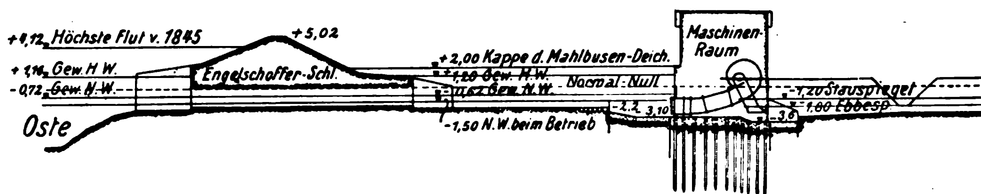


Fig. 879b. Längenschnitt *M. N. O.*

rung bis zu etwa 68 Wasserpferdestärken durch Verlängerung der Schöpfzeit bis in die Zeit des äußeren Hochwassers hinein möglich.

Die allgemeine Anordnung des Schöpfwerkes, das mit den in Figuren 864a und b dargestellten Heberzentrifugalpumpen ausgerüstet ist, geht aus Figuren 879a und b hervor.

Zur Entleerung des gefüllten Mahlbusens nach Beendigung des Schöpfbetriebes dient ein 30 cm weiter, durch einen Schieber verschließbarer Umlauf. —

Bei der vorbeschriebenen Anordnung, die durch die Unmöglichkeit, dem Mahlbusen eine größere Länge zu geben, bedingt ist, gestalten sich die Abflußvorgänge nur wenig anders, als wenn das Schöpfwerk dicht hinter den Deich gestellt und das Wasser unmittelbar in den Tidefluß geschöpft wird. Sie ist auch unter der erwähnten Bedingung die zweckmäßigste, da billigste.

Handelt es sich aber um die künstliche Entwässerung ausgedehnterer und in der Höhenlage sehr wechselnder Küstenmarschen, dann ist es vorzuziehen, das Schöpfwerk entfernt vom Deiche in das Binnenfeld neben das zu entwässernde tiefere Gebiet zu stellen und aus diesem in ein nach dem Flusse durch eine Deichschleuse abfließendes längeres Rinnsal, das dann zum Mahlbusen wird, zu schöpfen. Das erfordert, daß als Mahlbusen ein vorhandenes, längeres, mit ausreichend hohen Ufern oder Deichen umgebenes Sammelbecken benutzt werden kann. Damit werden drei Vorteile erreicht:

1. braucht das höherliegende Poldergebiet, dem auch jede weitere Wasserentziehung nur schädlich werden müßte, nicht mit entwässert zu werden, so daß das Entwässerungsgebiet erheblich kleiner wird;

2. braucht der Wasserstand im Mahlbusen nur verhältnismäßig niedrig zu sein, damit ein ordentlicher tidenmäßiger Abfluß stattfinde. Es braucht daher das Wasser nur auf eine erheblich geringere Höhe gefördert zu werden, als wenn das Schöpfwerk dicht hinter den Deich gestellt wird und gegen die täglichen Hochwasserstände arbeiten muß. Man kann zwar dann, wie in dem vorangeführten Beispiele, beim Eintritte der letzteren mit dem Schöpfen ganz innehalten, was aber

3. bei einem langen Mahlbusen mit genügendem Fassungsraume nicht notwendig ist, da dann ununterbrochen geschöpft werden kann. Es versteht sich von selbst, daß in diesem Falle der Mahlbusen so groß sein muß, daß während des Schlusses der Auslaßschleuse die Schöpfmaschine auch ununterbrochen arbeiten kann, und daß während der Ebbe das geschöpfte Wasser vollständig muß abfließen können.

Es ist klar, daß bei dieser Lösung eine unverhältnismäßig kleinere Schöpfmaschine erforderlich ist, als wenn das Schöpfwerk dicht hinter den Deich gestellt wird. Es ist aber nochmals zu betonen, daß erstere Lösung nur dann möglich ist, wenn ein genügend großer und hochuferiger Mahlbusen zur Verfügung steht, da andernfalls dessen besondere Herstellung und Bedeichung zu erhebliche Kosten verursachen würde.

B. Die Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorationsanlage [10].

Das in Fig. 880 dargestellte Meliorationsgebiet beginnt etwa 7,5 km westlich von Hoya und erstreckt sich bis zur Okel-Sudweyer Grenze auf etwa 19 km Länge. Die nicht unerheblichen Höhen ließen in der oberen Strecke die Bewässerung zusammenhängender größerer Flächen untunlich erscheinen, und es mußte die Melioration auf die zwischenliegenden Niederungen beschränkt werden. Deshalb ergaben sich getrennte Reviere, die zu den Ortschaften Martfeld, Loge, Wüpse, Kl.-Borstel und zum Teil Bruchhausen gehören, während von Bruchhausen die Bewässerung sich ununterbrochen bis zur Okeler Grenze erstreckt. Unterhalb Bruchhausen schließt sich an diese Fläche die Niederung der Eyter an, die sich bis Thedinghausen und zur Weser erstreckt, von der bis jetzt nur der Teil bis etwa 4 km oberhalb Theding-

hausen in der ganzen 3 km großen Breite des **Eytertales** in das Meliorationsgebiet einbezogen worden ist.

Das Gebiet fällt mit etwa 0,0004 von Südost nach Nordwest und außerdem von Süd nach Nord. Letzteres Gefälle ist im **Eytertale** am ausgeprägtesten, und zwar in der oberen Strecke mit 0,00068 und in der unteren Strecke mit nur 0,000175.

Das Gebiet wird durch die **Eyter** entwässert, die unterhalb **Thedinghausen** in die **Weser** mündet, und durch den **Süstedter Bach**, der in den **Sudweyer** und **Kirchweyer See** sich ergießt und als **Ochtum** aus diesen Seen austritt.

Das Meliorationsgebiet liegt auf dem linken Ufer der **Weser** und ist durch Winterdeiche gegen die Überflutungen durch die Weser geschützt, war aber infolge dieser Eindeichung in seiner Ertragsfähigkeit zurückgegangen. Die Wiesenflächen waren versumpft, die das Gebiet durchziehenden natürlichen Wasserläufe verwildert, so daß im Sommer bei Gewitter- und Landregen nachteilige Überschwemmungen auftraten. Jede Verbesserung der Wiesen im einzelnen war ausgeschlossen, die hohen Grundwasserstände und Überflutungen im Frühjahre verhinderten eine künstliche Düngung, die Befruchtung durch das Weserwasser hatte aufgehört, die Haltung des Viehes wurde beschränkt, wodurch wiederum der Ackerbau litt.

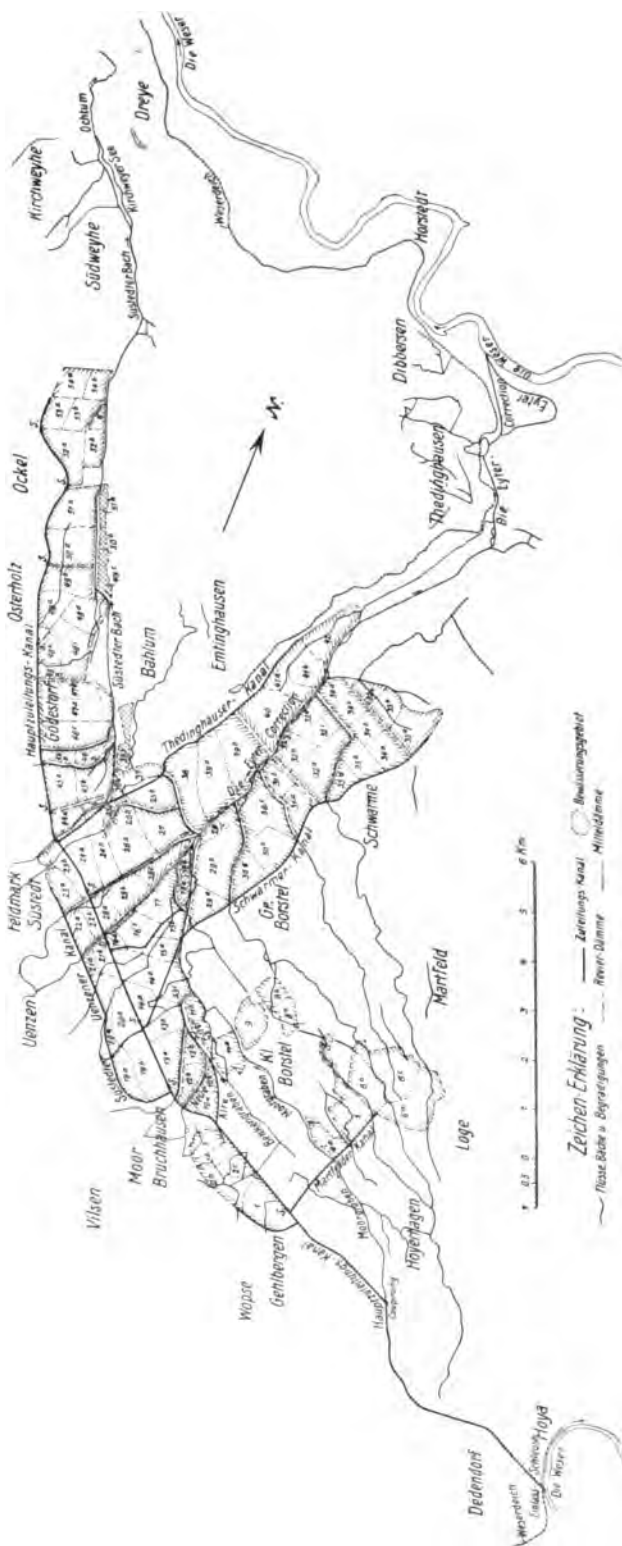


Fig. 880. Übersichtskarte des Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorations-Gebietes. Fläche 4800 ha.

Unter diesen Umständen entschloß man sich zu einer gründlichen Melioration mittels der Stauberieselung, die eine Bewegung des düngenden Weserwassers auf den Wiesenflächen und eine abwechselnde Bewässerung und Trockenlegung ermöglichte. Nur durch die Bewegung des Wassers ließ sich eine Ablagerung der Dungstoffe und die Berührung mit den Pflanzenresten erreichen, und durch die Trockenlegung das Eindringen des düngenden Wassers in den Boden und die Zurückhaltung der Nährstoffe herbeiführen.

Die Stauberieselung ist so ausgeführt worden, daß das 4800 ha große Meliorationsgebiet durch Dämme in 54 Reviere geteilt wurde, deren Größe durch die Höhenlage, die Gefälleverhältnisse, die Gemeindegrenzen, die Wege, die Entwässerungszüge usw. bedingt wurde.

Das Wasser wird entweder durch Schleusen oder bei kleineren Flächen durch Siele an der oberen Seite des Reviers zugeleitet, an dessen unterem Ende sich eine Ablaßschleuse befindet, der das Wasser durch Mulden an der Binnenseite der Dämme oder durch Gräben behufs rascher Trockenlegung zugeführt wird.

Die Bewässerung beginnt nach dem Öffnen der Einlaßschleuse und bei geschlossener Ablaßschleuse. Das Wasser steigt allmählich bis zu der örtlich durch einen Staupfahl bezeichneten Stauhöhe. Alsdann werden die Schütze der Ablaßschleuse so hoch gezogen, daß das zufließende Wasser unter Einhaltung des Stauspiegels gleichzeitig wieder abfließt. Nach Ablauf von 3 Tagen wird die Einlaßschleuse geschlossen und die Ablaßschleuse nach Bedarf geöffnet, um das Revier möglichst rasch trockenzulegen.

Sehr lange Reviere sind durch Mitteldämme geteilt, die auch bei großem Gefälle des Geländes angeordnet sind, so daß die Wassertiefe am unteren Ende das Maß von 0,5 m nicht überschreitet.

Diese Dämme sind entweder zur Durchleitung des Tage- und Bewässerungswassers mit Sielen oder Schleusen versehen, oder es wird das Bewässerungswasser mittels Überfälle in die untere Abteilung geführt.

Die Revierdämme erheben sich um 0,4 m über den Stauspiegel. Sie sind an der Binnenseite 3fach, an der Außenseite über Wasser $1^1/_2$fach geböscht und haben 1,5 m Kronenbreite. Die Mitteldämme haben 1,2 m Kronenbreite und an den Überfallstellen eine fünffache untere Böschung und stören bei ihrer geringeren Höhe den Verkehr auf den Wiesen nicht.

Die Siele in den Mitteldämmen sind aus Zementröhren mit massiven Stirnmauern und Schützwerk hergestellt. Die Ablaßschleusen sind einfache hölzerne Bauwerke.

Die zu + 2,34 m a. P. (Pegel-Null = + 13,15 m N. N.) angenommene Normalwasserhöhe im Kanal unterhalb der Einlaßschleuse ist an 43 Tagen vom 15. Oktober bis 15. April zu erreichen. Somit erhält bei fünfmaligem Umlaufe jedes Revier 9 Tage das Wasser. Es können erfahrungsgemäß jährlich, je nach der Dauer des Hochwassers, 2 bis 3 Bewässerungen der einzelnen Reviere stattfinden. Diese Bewässerung genügt zur Düngung der Wiesen, wenn durch die vorherige Trockenlegung das Eindringen des Weserwassers in den Boden gesichert wird.

Für die höheren Grundstücke ist ein Hochwasserstand von + 3,14 m a. P. angenommen, der auch zur Einleitung größerer Wassermassen und zur Anfüllung der Reviere bei kurz andauerndem Hochwasser der Weser dient.

Für die Berechnung der zur Bewässerung erforderlichen Wassermenge kamen 4000 ha, also bei fünfmaligem Umlaufe 800 ha in Betracht, und zwar wurde mit 15 sl/ha

gerechnet, so daß die erforderliche sekundliche Wassermenge bei Normalwasser 12 cbm beträgt.

Mit Rücksicht auf Wasserverluste und zur größeren Sicherheit wurde aber gefordert, daß der Kanal 13 cbm/Sek. abführe. Für die hohen Grundstücke wurden 20 sl/ha gerechnet: eine Wassermenge, die von der Weser bei + 3,14 m a. P. reichlich geliefert wird. — Für die Anfeuchtung im Sommer sind erheblich geringere Wassermengen erforderlich.

Die Zuleitungskanäle bestehen aus einem Hauptkanale und 7 Nebenkanälen, die aus dem Hauptkanale ausmünden.

Der Hauptzuleitungskanal ist so bemessen, daß er bei 2 m Wassertiefe 13 scbm zuleiten kann. Vom Süstedter Bach ab mußte die Wasserführung wegen der zu beschränkenden Ableitung nach der nicht begradigten Ochtum auf 2 scbm verringert werden, der Kanal kann aber auch 3 scbm führen, damit die dortigen Reviere schneller angefüllt werden können. Mit den beiden Wassermengen 13 und 3 scbm wurden unter Berücksichtigung des Gefälles und der von der Weser bis zum Ende des Kanals sich verringernden Wassertiefe die Abmessungen des Kanals berechnet.

Für das Normalwasser bei 2 m Wassertiefe wird bei 6 m Sohlenbreite und zweifachen Böschungen die Wassermenge von 13 cbm mit 0,65 m Geschwindigkeit abgeführt.

Bei einem Hochwasserstande von 0,8 m über Normalwasser wird auf der Strecke von der Weser bis 10 km mit 0,84 m Geschwindigkeit eine Wassermenge von 33,2 cbm, von 10 km abwärts mit 0,784 m Geschwindigkeit eine Menge von 25,45 cbm abgeführt.

Da die drei Nebenkanäle für die höheren Grundstücke, der Wöpser, Martfelder und Ünzen-Süstedter Kanal, zusammen etwa 10 cbm aus dem Hauptkanale ableiten können, so bleiben auch bei vollständiger Bewässerung der hohen Grundstücke erhebliche Wassermengen übrig, so daß unter gewöhnlichen Verhältnissen die Dauer der Haltung des Hochwassers beschränkt werden kann.

Bis zur Ableitung des Thedinghäuser Kanals nimmt die Sohlenbreite von 6 auf 4 m ab; unterhalb dieses Kanals sind die Bermen weggelassen und ist die Sohlenbreite auf 3 m verringert, während die Böschungen $1^1/_2$fach sind.

Von der Einlaßschleuse bis zur Stauschleuse bei km 11,85 reicht der Hochwasserspiegel und liegen die 2 m breiten Bermen 0,15 m über dem Normalwasser und die Kronen der Dämme bez. Ufer 0,6 m über dem Hochwasserspiegel oder 1,4 m über Normalwasser.

Bei der Führung des Hauptkanals ist eine erhebliche Höhe des Wasserspiegels zur Verhütung von Durchbrüchen und Durchkuverungen tunlichst vermieden worden und überdies, so weit möglich, eine Ausgleichung der Aushub- und Auftragmasse angestrebt worden.

Von Bruchhausen bis zum Ende des Kanals mußten die sämtlichen Wasserzüge unter dem Kanale von links nach rechts durchgeführt werden, teils weil der Kanal während des Betriebes die Vorflut nicht gewährt, teils weil den nördlich vom Kanale liegenden Grundstücken das Wasser nicht entzogen werden durfte. Durch Parallelgräben wird das Wasser diesen Unterleitungen auch seitlich zugeführt.

Zur Entlastung des Kanals sind an den Unterleitungen Überfälle angebracht, die auch zur Regelung des Normalwasserstandes dienen.

Über die einzelnen Bauwerke sei noch folgendes bemerkt:

Die Bauart und Abmessungen der Einlaßschleuse im Weserdeiche geht aus den Figuren 881a bis e hervor.

Die hölzernen Schütze bewegen sich zwischen festen eisernen Griessäulen und können von einem Manne mittels Schrauben gezogen werden. Bei Annahme einer

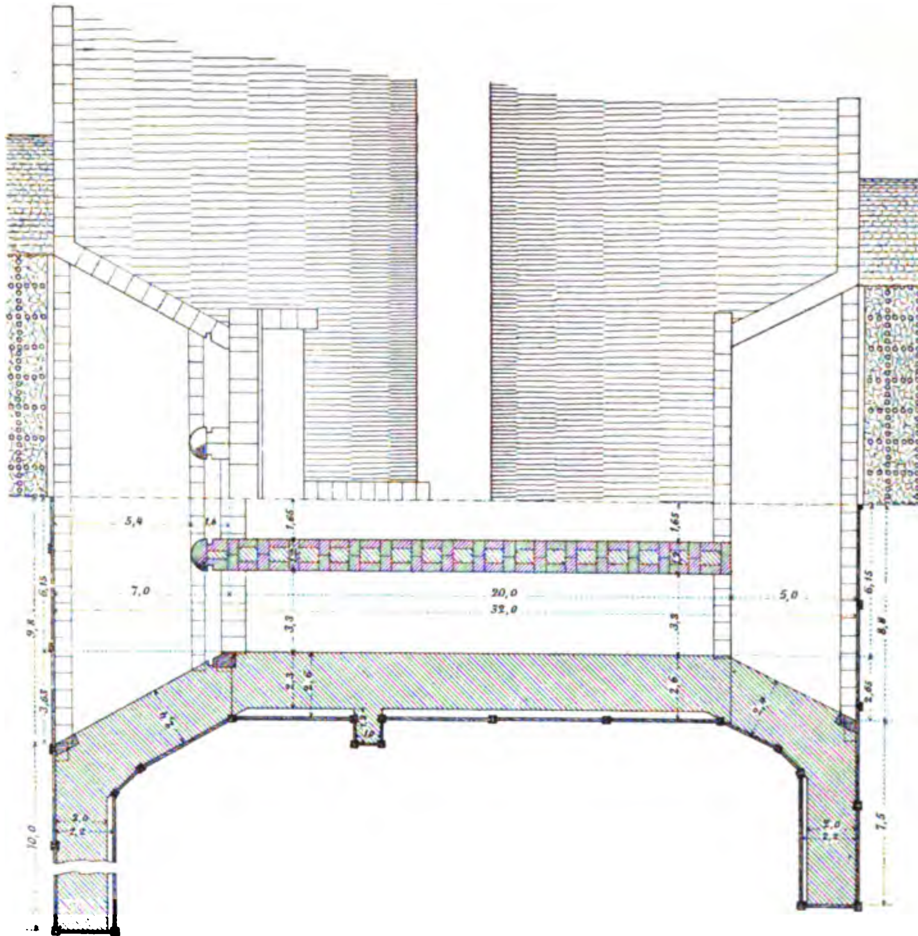


Fig. 881 a. Grundriß.



Fig. 881 b. Längenschnitt.

freien Durchflußweite — unter Berücksichtigung der Kontraktion — von 8,1 m beträgt der Querschnitt in der Schleuse bei Normalwasser 22,5 qm und bei Hochwasser 29 qm, während die entsprechenden Querschnitte im Kanale 20 und 32,5 qm betragen.

Beim Entwerfen der Schleusen in dem Hauptzuleitungskanal ist tunlichst die Verbindung dieser Bauwerke mit den Brücken angestrebt, sowohl zur Ersparung an Kosten,

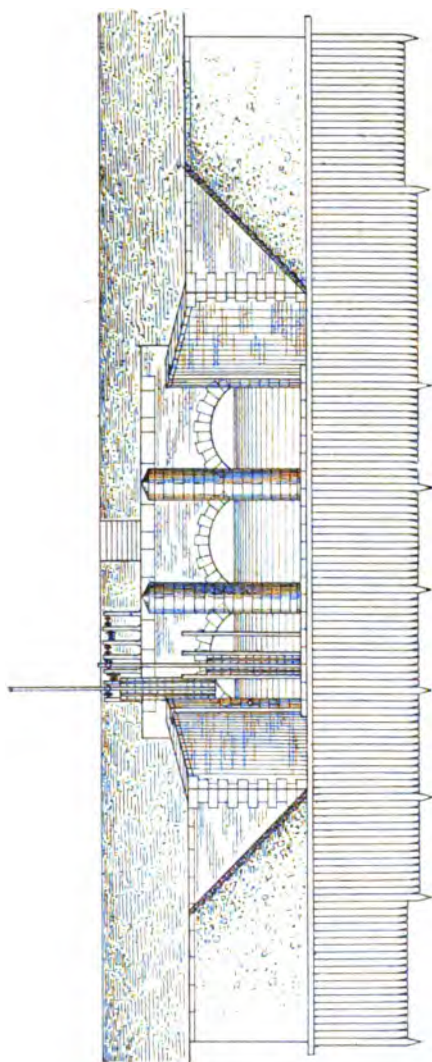


Fig. 881 c. Ansicht von der Weser.

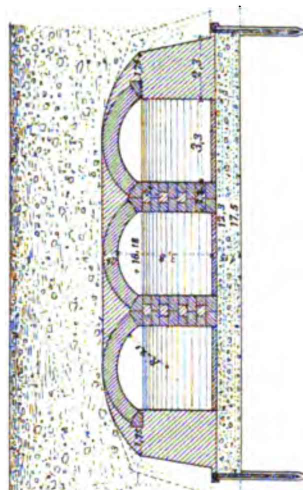


Fig. 881 e. Querschnitt.

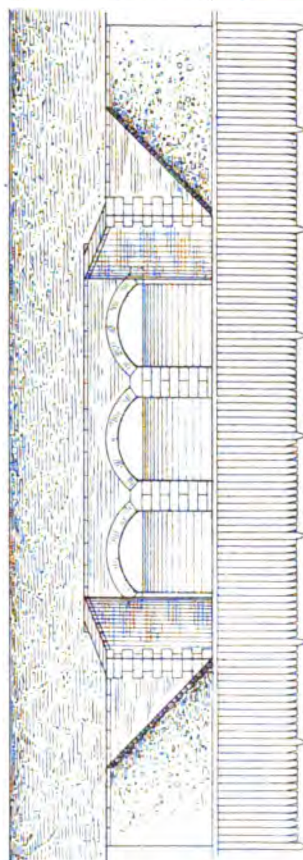


Fig. 881 d. Ansicht von Binnen.

als auch deshalb, um diese wichtigen Bauwerke durch die kreuzenden Wege besser mit den Ortschaften zu verbinden. Unterhalb der Nebenkanäle und Gräben sind zur Regelung des Zuflusses und zur Aufstauung bei geringem Zuflusse Schleusen angeordnet.

Bruchhausen - Syke - Thedinghäuser Meliorations - Anlage (Prov. Hannover)

Überleitung des Süstedter Baches über den Haupt-Zuleitungs-Kanal (Stat. 118.).

Langenschnitt 1:150.

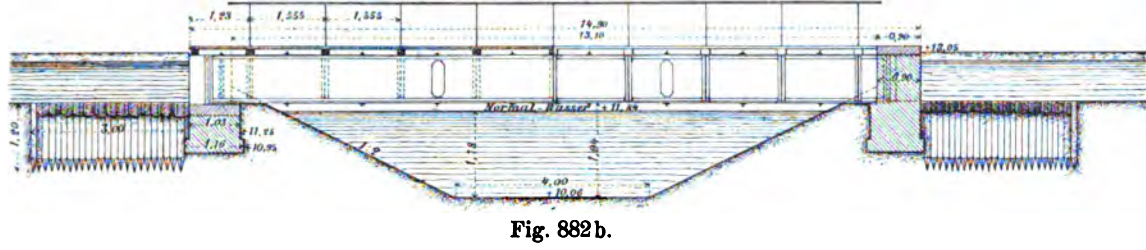


Fig. 882b.

Ansicht. 1:150.

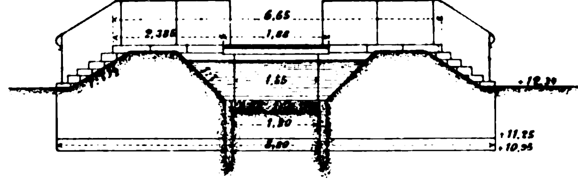


Fig. 882d.

Grundriss u Aufsicht. 1:150.

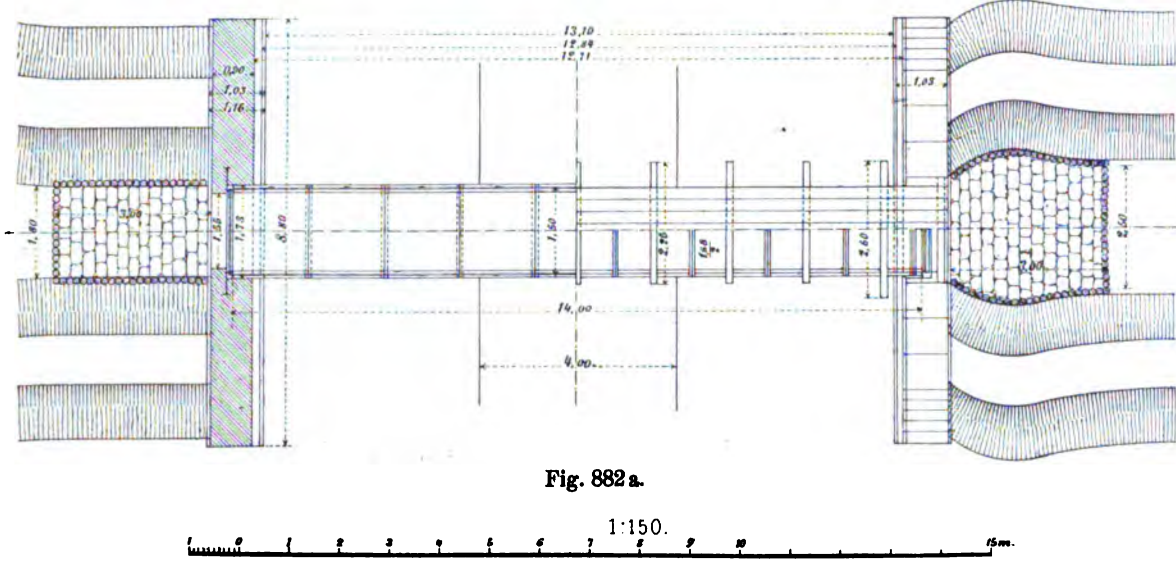


Fig. 882a.

1:150.

Querschnitt 1:40.

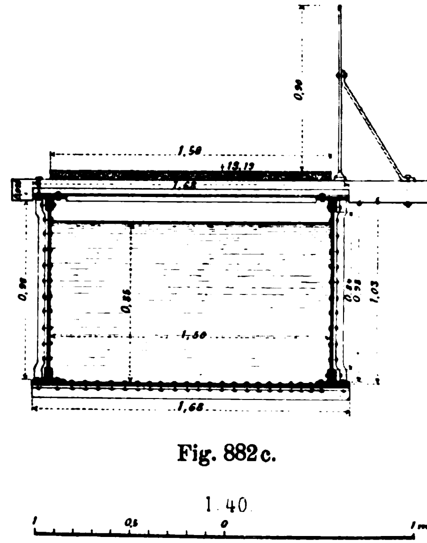


Fig. 882c.

1:40.

Die Stauschleusen sind in Holzbau hergestellt; ihre Schütze werden mittels mechanischer Vorrichtungen gehoben, so daß ein Wärter die Regelung ausführen kann.

Die Unterleitungen sind in Eisen hergestellt mit gekrümmtem Ein- und Auslaufe; die Rohre ruhen in Stirnmauern ohne weitere Unterstützung.

Der Süstedter Bach ist mittels einer Überleitung, Figuren 882a bis d, über den Hauptzuleitungskanal geführt.

Aus dem Hauptzuleitungskanal zweigen die folgenden Nebenkanäle ab:

Nr.	Name des Kanals	Reviere	Länge km	Wasser-führung cbm
1	Wöpser Kanal	I bis III	1,34	2,0
2	Martfelder Kanal	IV » IX	2,59	4,5
3	Vilsen-Ünzen-Süstedter Kanal	XIX » XXIII	5,5	3,4
4	Schwarmer Kanal	XXIX » XXXV	8,9	3,5
5	Eyter-Bruchs-Kanal	XVII und XVIII	1,82	1,25
6	Zuleitungskanal für die Rethwiesen	XVI » XVII	1,65	1,2
7	Thedinghäuser Kanal	XXXVI bis XXXXIII	8,35	3,0
		Zusammen	30,15	

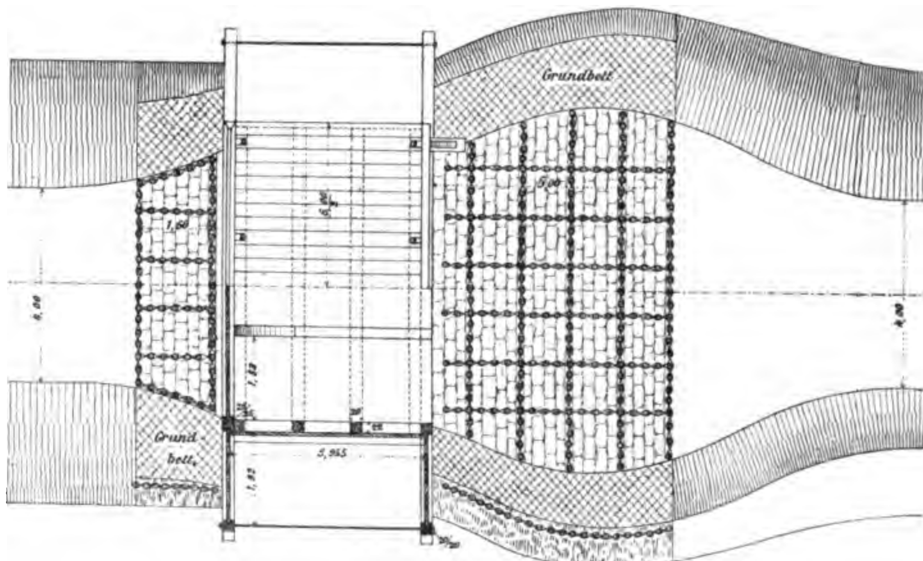


Fig. 883a. Obere Ansicht der Brücke und Grundriß der Schleuse.

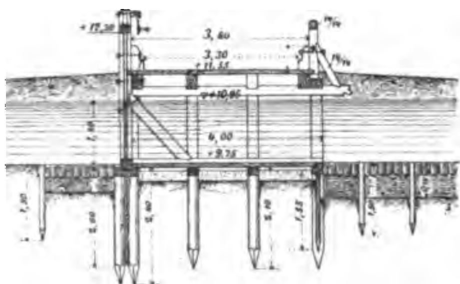


Fig. 883b. Querschnitt.

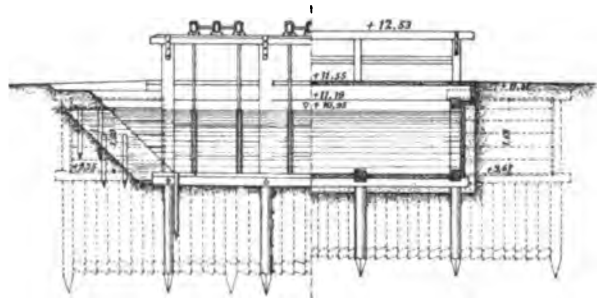


Fig. 883c. Vorderansicht und Längenschnitt.

Die Schleusen und Brücken der Nebenkanäle sind in Holzbau ausgeführt. Die Figuren 883a bis c zeigen die Verbindung einer Stauschleuse und Brücke. Die Unter-

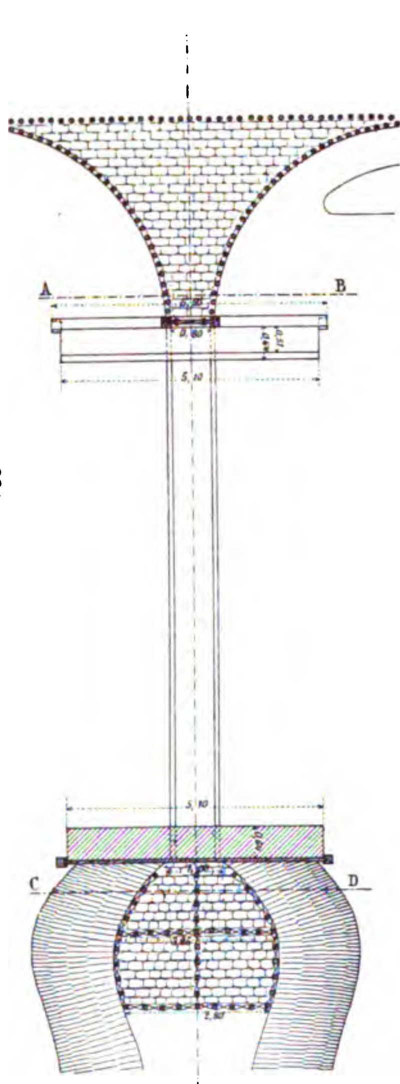


Fig. 884a. Grundriß und Aufsicht.

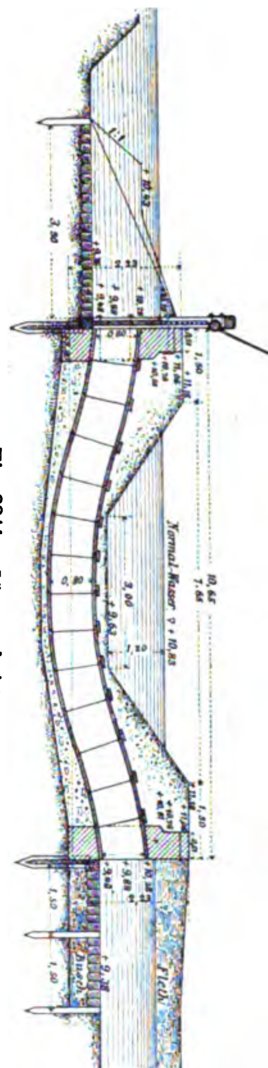


Fig. 884b. Längenschnitt.

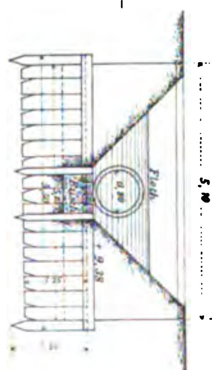


Fig. 884d. Schnitt *C—D*.

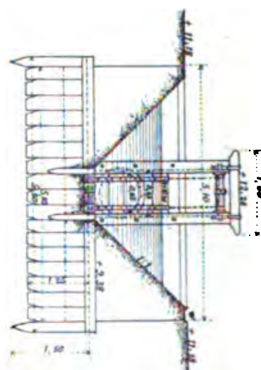


Fig. 884c. Schnitt *A—B*.

leitungen sind aus Eisen, Leitungen von geringeren Abmessungen auch aus Zementröhren hergestellt.

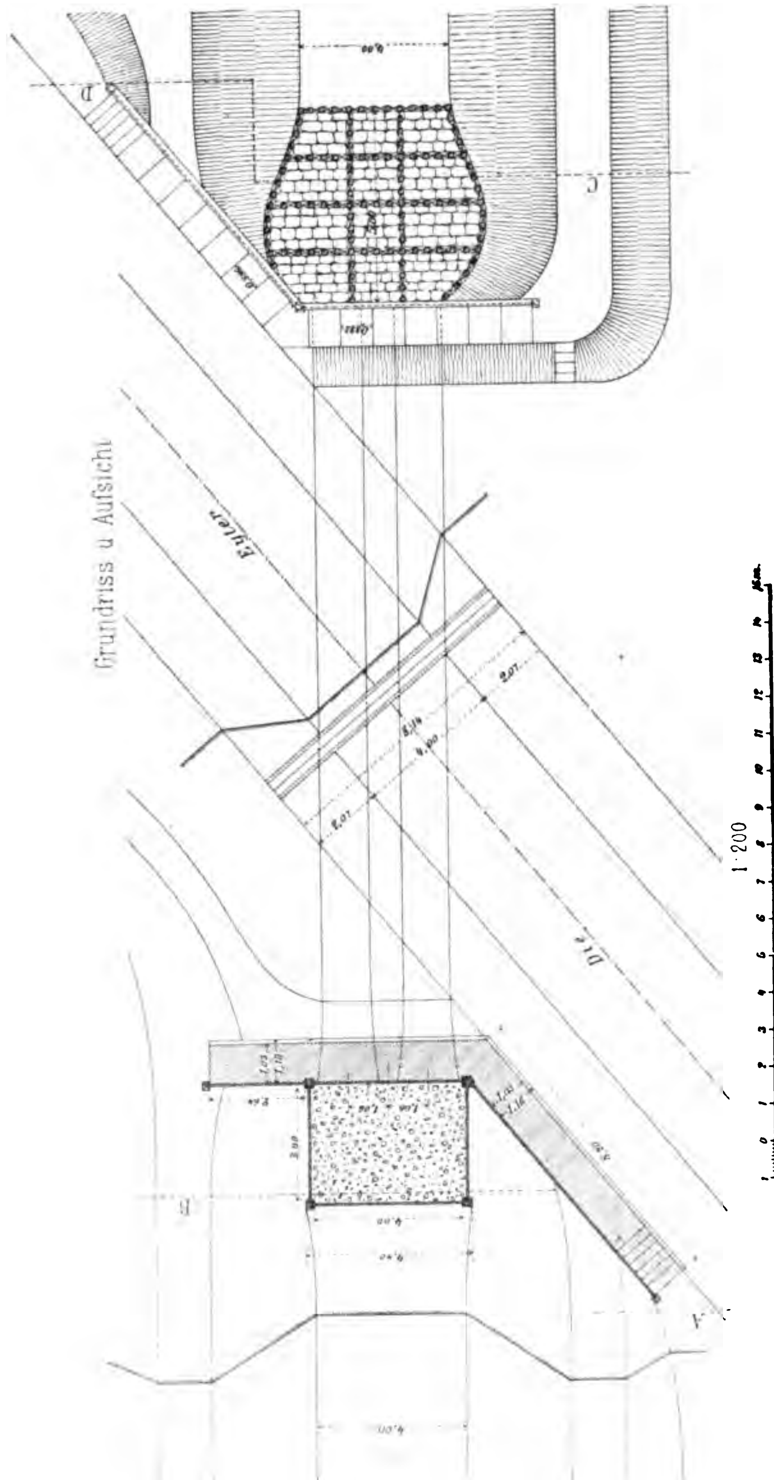
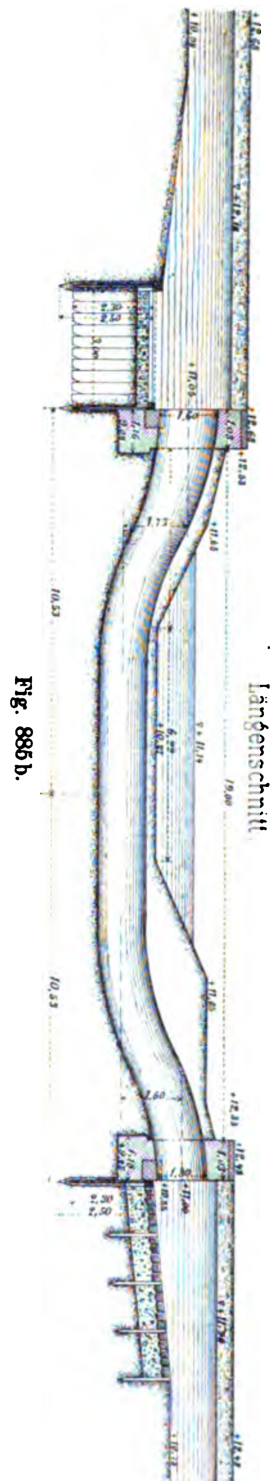


Fig. 885 a.



Längenschnitt

Fig. 885b.



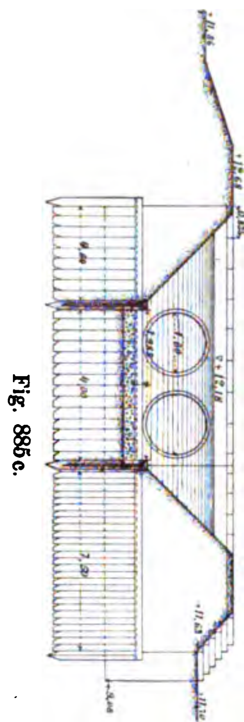
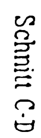


Fig. 885c.



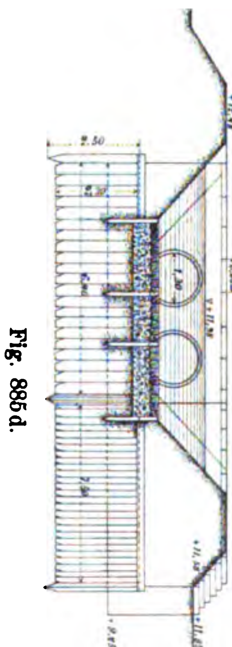
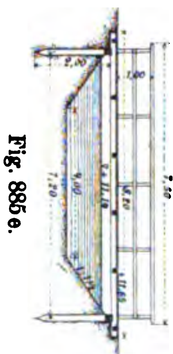
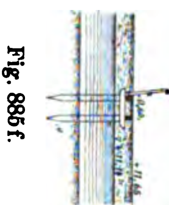


Fig. 885d.



Längenschnitt

Fig. 885e.



Querschnitt.

Fig. 885f.

Die Figuren 884a bis d, sowie die Figuren 885a bis f zeigen Beispiele solcher Unterleitungen, die einer besonderen Erläuterung nicht bedürfen.

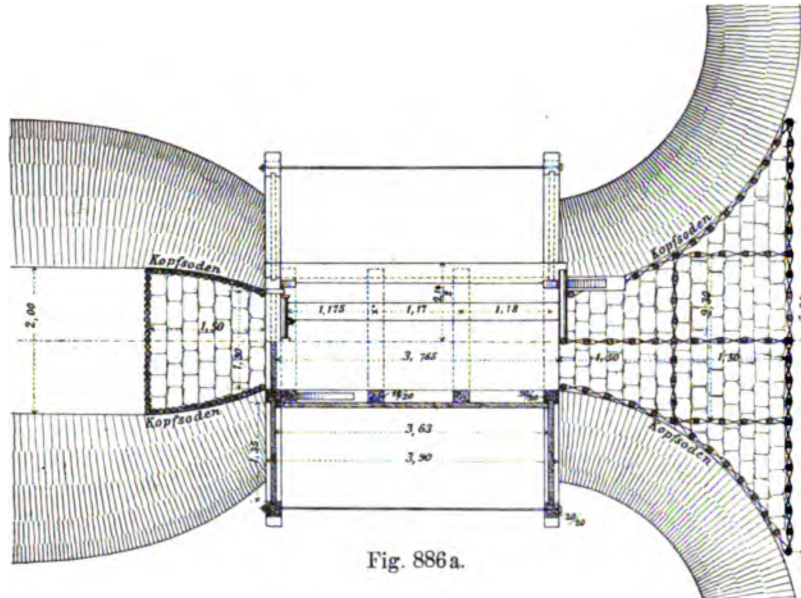


Fig. 886a.

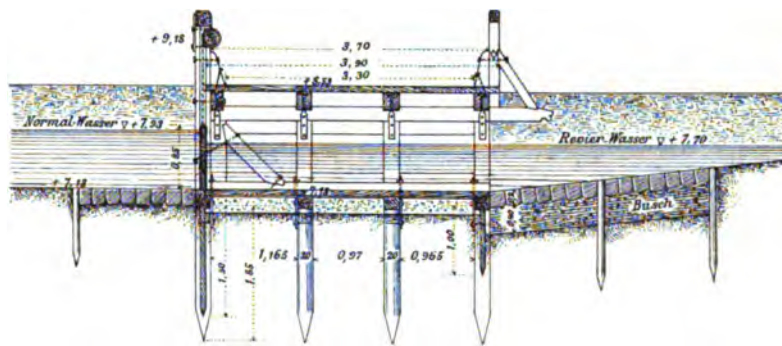


Fig. 886b.

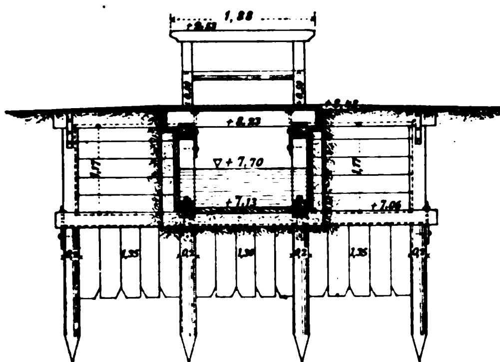


Fig. 886c.

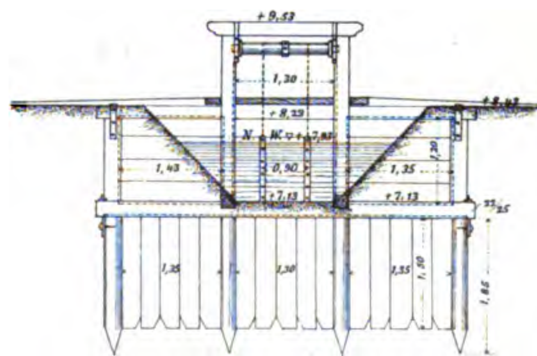


Fig. 886d.

Das Spiegelgefälle der Nebenkanäle beträgt je nach den Verhältnissen 0,0002 bis 0,0003, die nach unten allmählich abnehmende Wassertiefe 1,4 und 1,2 m. Die Böschungen sind $1^1/_2$fach und besodet, Bermen sind nicht vorhanden; die Krone der Dämme liegt 0,5 m über dem Normalwasser.

Die Einlaßschleusen für die Reviere sind aus Holz erbaut und die lichten Weiten nach den Druckhöhen berechnet. Die Schwellen liegen in der Regel einige Dezimeter über den Kanalsohlen (siehe Figuren 886a bis d).

Bei der Feststellung der Leistungsfähigkeit der für das Gelingen der Melioration so bedeutungsvollen Entwässerung wurde von der Forderung abgesehen, daß ganz außergewöhnliche Winterhochwasser zusammen mit dem Abwasser des Bewässerungsgebietes abgeführt werden müßten, da in solchen Ausnahmefällen die Zuleitung um so mehr vermindert werden kann, als bei außergewöhnlichen Niederschlägen, Schneeschmelzen usw. auch das Weserhochwasser länger andauern wird. Überdies führen in der Regel die die Entwässerung bewirkenden kleineren Wasserzüge erheblich früher Hochwasser als die Weser, so daß die Hauptbewässerungszeit erst nach dem Ablauf der Hauptmenge des Binnenwassers eintritt. Die Wasserzüge, Gräben und Flüsse, sind so geregelt und begradigt, daß sie außer dem Abfallwasser der Bewässerung noch das höhere Winterhochwasser und somit auch das höchste Sommerhochwasser abzuführen vermögen, wobei das letztere stets in Bord bleibt. Die abzuführenden Abfallwassermengen sind ohne Abzug für Verluste durch Verdunstung und Versickerung, die Zuflußmengen der Zuwässerungsgebiete mit 26,6 sl/qkm in Rechnung gestellt worden.

Der Betrieb der Bewässerung kann wegen des häufigen Wechsels der Wasserstände der Weser nicht nach feststehenden Vorschriften erfolgen. In der Regel wird Normalwasser 72 Stunden gegeben, das An- und Ablassen erfordert 6 und 8 Tage. Es wird darauf geachtet, daß die Bewässerung erst dann wiederholt wird, wenn das Revier vollständig abgetrocknet ist.

In jüngster Zeit ist unterhalb bei Dörverden das im Vierten Teile erwähnte Wehr errichtet worden, um der Meliorationsanlage mehr Wasser zuzuführen.

V. Abschnitt.

Deichschleusen (Siele).

A. Allgemeine Anordnung.

Die der Entwässerung dienenden Deichschleusen oder Siele unterscheiden sich in ihrer Wirksamkeit, je nachdem sie außer- oder innerhalb des Flutgebietes liegen. Im ersteren Falle bleiben sie lange Zeit hindurch während der hohen Außenwasserstände geschlossen, um während der niedrigen Außenwasserstände ununterbrochen offen zu bleiben, im letzteren Falle findet in der Regel täglich ein zweimaliges Schließen und Öffnen der Schleusen statt.

Gewöhnlich sind die Siele bedeckt und nur offen in Sommerdeichen oder in Winterdeichen dann, wenn sie zugleich der Schiffahrt dienen sollen.

Der Zuleitungsgraben zum Siele heißt Binnenfleet, der Abzugsgraben Außenfleet. Beide erweitern sich vor und hinter dem Siele zum Binnentief und Außentief. Sind die Siele schiffbar, dann dienen diese Sieltiefen zugleich als Liegeplätze für die Schiffe.

Figuren 887a bis c zeigen eine Entwässerungsschleuse am Niederrhein in der Ansicht sowie im Quer- und Längenschnitt. Sie ist massiv aus Ziegeln erbaut und besitzt als Verschlußvorrichtung Stemmtore, die außer an einer unteren, über die Sohle vortretenden Schwelle, dem sogenannten Drempel, auch noch oben an die in Scheitelhöhe der Gewölbe eingelassenen und der Lage der Drempel entsprechenden Hausteine anschlagen. Der Torverschluß kann ersetzt oder unterstützt werden durch Dammbalken, die mit Windevorrichtungen ein- und ausgebracht werden.

Soll in sehr trockener Jahreszeit die Entwässerung unterbrochen werden können, dann werden die Flußdeichsiele an ihrer Binnenseite mit Schützen oder Klappen versehen, siehe Figuren 888a bis c, Deichsiel bei Konty a. d. Oder, das bei hohen Außenwasserständen durch die Klappe sich selbsttätig schließt, während die Entwässerung durch Schließen der binnenseitig angebrachten Schütze unterbrochen werden kann.

Ein nicht überdecktes Entwässerungssiel ist in Figuren 889a bis c dargestellt: es befindet sich in einem Sommerdeiche am Niederrhein.

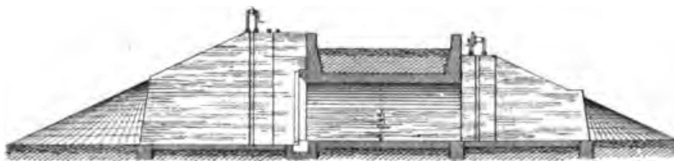


Fig. 887a.

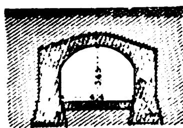


Fig. 887b.

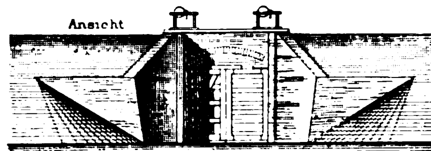


Fig. 887c.

Während die bauliche Ausbildung der Flußdeichsiele zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß bietet, weisen die Siele in den Seedeichen manche Eigentümlichkeiten auf, die ein näheres Eingehen auf sie erforderlich machen.

Zunächst schließt die eingehend dargelegte Betätigung der Seedeichsiele Verschlußvorrichtungen aus, die eine Bedienung erfordern, und macht solche notwendig, die selbsttätig wirken, und zwar dadurch, daß sie von dem Flutwechsel des Außenwassers in Tätigkeit gesetzt werden. Meistens werden Stemmtore angewendet, die nach der Seeseite aufschlagen: sobald bei Ebbe das Außenwasser unter das Binnenwasser gesunken ist, werden die Tore durch den Überdruck des letzteren geöffnet: die Entwässerung beginnt und dauert so lange an, bis durch den Überdruck des inzwischen wieder gestiegenen Außenwassers die Tore, die nicht ganz zurückgeschlagen waren, was durch besondere Einrichtungen verhindert werden muß, wieder geschlossen werden.

Ein jedes Siel bildet eine schwache Stelle im Deiche. Das gilt besonders auch für Siele in Seedeichen, die dem Wellenschlage ausgesetzt sind. Wird die regelmäßige Deichböschung unterbrochen, dann findet an der betreffenden Stelle ein verstärkter Angriff durch den Wellenschlag statt.

Daraus ergibt sich für die Ausbildung der Seedeichsiele die Bedingung, daß sie die gleichmäßige Durchführung der äußeren Deichböschung möglichst wenig stören

dürfen. Das wird dadurch erreicht, daß der Deich über das mit möglichst kleinem Querschnitte zu erbauende Siel hinweggeführt wird. Hat die Deichschleuse auch der

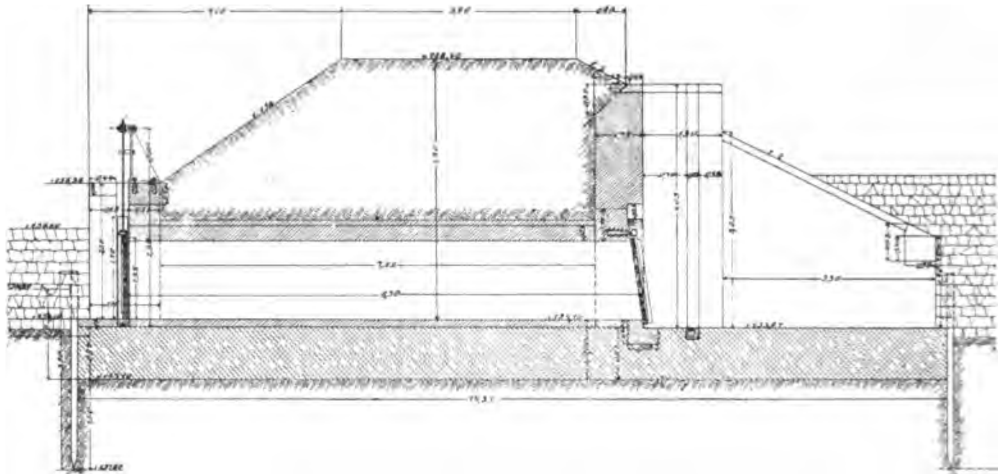


Fig. 888a. Längenschnitt.

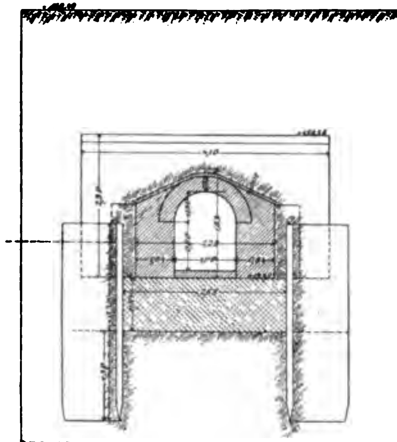


Fig. 888b. Querschnitt.

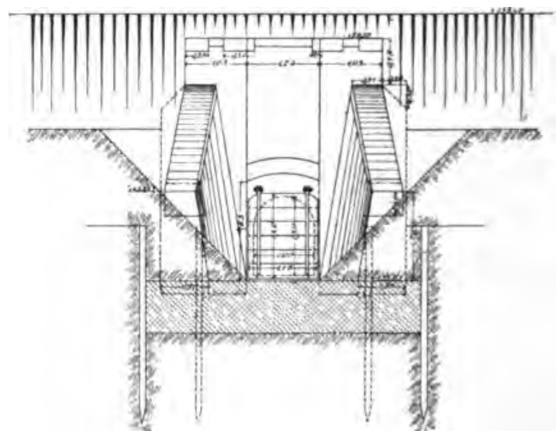


Fig. 888c. Ansicht von außen.

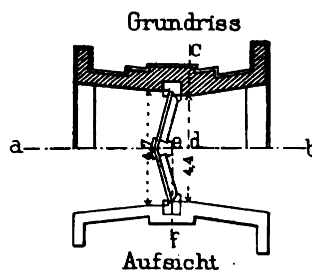


Fig. 889a.

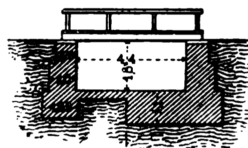


Fig. 889b. Schnitt *cdef*.

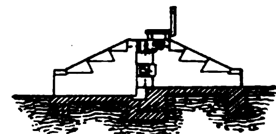


Fig. 889c. Schnitt *ab*.

Schiffahrt zu dienen, dann werden bedeckte Siele nur möglich sein, wenn es sich um die Durchfahrt nur kleiner Fahrzeuge handelt; für große Fahrzeuge muß eine oben offene Schutz- oder Kammerschleuse erbaut werden.

Starker Wellenschlag tritt nur bei Hochwasser an den Deich heran. Dann liegen aber bei bedeckten Sielen die Tore so tief unter Wasser, daß sie dem Wellenschlage entzogen sind, während der von diesem getroffene obere Teil des Deichkörpers, da er auch über dem Siele ohne Unterbrechung durchgeführt ist, einen verstärkten Angriff nicht erfährt.

Die Baustelle ist mit Rücksicht auf die Beschaffenheit des Baugrundes sowie auf den Schutz des Sieles gegen die Angriffe des Wellenschlages, der Strömung und des Eises zu wählen. Insbesondere sind Deicheinbuchtungen und Stellen mit schmalem und niedrigem Vorlande möglichst zu vermeiden.

Wenn auch ein breites und hohes Vorland den besten Schutz für ein Siel abgibt, so darf doch nicht außer acht gelassen werden, daß die Entwässerung durch das Siel um so vollkommener erfolgt, je kürzer, gerader und tiefer das Tief zwischen Siel und Außenwasser ist, und daß diese Eigenschaften des Sieltiefes mit Zunahme der Breite und Höhe des Vorlandes abzunehmen pflegen.

Im übrigen wird meistens die Lage des Sieles durch die Lage eines vorhandenen natürlichen Entwässerungszuges, der dann das Sieltief abgibt, bestimmt sein.

Über die Berechnung der Sielweite ist bereits das Erforderliche ausgeführt worden. Die Sohle des Sieles muß zwar unter dem Spiegel des niedrigsten Außenwassers liegen, sollte aber keine größere Tiefenlage erhalten, als es die Herbeiführung der notwendigen Entwässerung erfordert, da mit der Tieferlegung der Sohle die Neubaukosten erheblich wachsen und die Verschlammung des Sieles zunimmt. Die lichte Höhe des Sieles wird in der Regel so bemessen, daß die wagerechte Decke eines hölzernen Sieles oder die Gewölbekämpfer eines massiven Sieles noch über dem höchsten Binnenwasser liegen. Wo Schiffahrt in Frage kommt, bestimmen deren Anforderungen die Sielhöhe.

Ist die ausfließende Wassermenge sehr bedeutend, dann empfiehlt es sich, zwei oder mehrere Siele nebeneinander zu erbauen, die dann ein gemeinschaftliches Sieltief erhalten. Bei einer solchen Anordnung kann man, ohne die Entwässerung ganz zu unterbrechen, immer eines der Siele für sich erneuern.

Der mittlere Teil des Bauwerkes, der bei großen Sielen auch wohl die Abschlußvorrichtungen enthält und dessen Boden wasserdicht sein muß, heißt Hauptsiel. An dieses schließen sich das Außen- und Binnenvorsiel an. Bei größeren Sielen ist der Boden der Vorsiele, und insbesondere der des Außenvorsieles gleichfalls wasserdicht auszubilden, während bei kleineren Sielen eine sturzbettartige Befestigung der Vorsielsohlen genügt. An die Vorsiele schließen sich die Ufereinfassungen der Sieltiefe an. Auch die Sohlen der Sieltiefe sind im Anschlusse an die Böden der Vorsiele auf angemessene Längen gegen Auskolkungen zu sichern.

Bedeckte Siele werden aus Holz oder aus Eisenbeton hergestellt oder massiv ausgebildet, während für die den Witterungseinflüssen in stärkerem Maße ausgesetzten offenen Siele der Massivbau vorzuziehen ist. Da die Siele fast stets auf angeschwemmtem Boden errichtet werden, so empfiehlt es sich, ihr Eigengewicht möglichst gering zu halten. Deshalb wird besonders bei den Seedeichsielen dem Holzbau der Vorzug gegeben, weil er die geringste Belastung des Baugrundes herbeiführt und somit unter Umständen kostspielige Gründungen entbehrlich macht. Den geringen Neubaukosten hölzerner Siele stehen aber deren große Unterhaltungslasten gegenüber. F. W. Otto Schulze hebt daher mit Recht hervor [11], daß die Eisenbetonbauweise sich gerade für Siele eignet, weil aus diesem Baustoffe hergestellte Siele bei geringem Gewicht große

Dauerhaftigkeit aufweisen und den hier besonders hoch einzuschätzenden Vorzug kurzer Bauzeit besitzen.

Es genügt, die Siele mit nur einem äußeren Torpaare, das gegen die Flut aufschlägt, zu versehen. Die Anordnung eines zweiten inneren Torpaares zur Entlastung des äußeren Torpaares ist nur dann gutzuheißen, wenn auf die Selbsttätigkeit des äußeren Torpaares verzichtet wird. Das innere Torpaar wird dann festgestellt, so daß es sich nicht von selbst schließt, und nur ausnahmsweise bei besonders hohen Fluten vom Sielwärter geschlossen. Durch Ziehen von Schützen in den bereits geschlossenen Toren wird der Wasserdruck auf beide Torpaare verteilt. Es ist nämlich zu beachten, daß die beiden Torpaare nie die gleiche Beweglichkeit besitzen, also immer eines von den beiden sich zuerst schließen und damit das andere außer Tätigkeit setzen würde.

Soll das Binnenwasser aufgestaut werden, so müssen Schütze oder Tore an der Binnenseite vorhanden sein.

B. Bauarten der Siele.

Die einfachsten Siele sind die sogenannten Pumpsiele, das sind, Fig. 890a und b, hölzerne Kasten, die an der äußeren Seite durch eine Klappe geschlossen werden. Die an zwei eisernen Bändern hängende hölzerne Klappe öffnet sich unter dem Überdrucke des Binnenwassers, aber stets nur in geringem Maße, so daß die Auswässerung nicht so kräftig vor sich geht, wie es dem Querschnitte der Rinne entsprechen würde.

Fig. 890a. Fig. 890b.

Fig. 891a. Fig. 891b. Fig. 891c.

Fig. 892a. Fig. 892b.

Fig. 891a bis c zeigt ein solches Siel in Eisenbeton nach einem Entwurfe von Otto Schulze [11]. Bei größerem Flutwechsel und durchlässigem Untergrunde empfiehlt sich die Anordnung einer äußeren Querspundwand, die an beiden Seiten als höhere Flügelwand in den Deichkörper eingreift.

Bestehen die Siele nur aus hölzernen Röhren oder sind sie nur aus Bohlen zusammengesetzte Rinnen, dann werden sie Sichter genannt, Fig. 892a und b.

Eine immer noch vorbildliche Bauweise eines größeren hölzernen Sieles stellt ein nach Woltmanns Angaben erbautes Siel am rechten Ufer der unteren Elbe dar [12], Fig. 893a bis c. Es ist auf Pfahlrost gegründet, und das einzige Torpaar befindet sich unmittelbar neben dem äußeren Vorsiel. Die Seitenwände bestehen aus starken Bohlen, die an besonders eingerammte Pfähle genagelt sind. Letztere tragen außerordentlich zur Quersteifigkeit des Bauwerkes bei, erschweren allerdings, was jedoch weniger bedeutungsvoll ist, etwaige Erneuerungsarbeiten. Auch für größere Querschnittabmessungen

eignet sich die Woltmannsche Bauweise: man hat nur die Bohlen der Decke und Seitenwände entsprechend stärker zu machen. Bei großen Breiten kann man auch eine durchgehende Mittelwand anordnen, die zur Unterstützung der Decke dient und die Ausbildung des Torverschlusses erleichtert.

Solche Siele erheischen die größte Sorgfalt bei ihrer Ausführung. Sie sind zu beiden Seiten und auch oben mit fettem Ton zu umgeben, der fest angestampft werden muß, um das Durchdringen von Wasseradern möglichst zu verhindern. Ebenso muß ihr Boden sorgfältig mit zäher Kleierde vollständig unterstampft werden, so daß jedes Verbandstück und jede Bohle überall fest aufliegt. Auf durchaus dichte Fugen zwischen den Bohlen ist ganz besonderer Wert zu legen.

Daß solche Siele sich auch vortrefflich zur Ausführung in Eisenbeton eignen, zeigt der in Fig. 894a und b dargestellte Entwässerungskanal in Philadelphia. Es würde jedoch besser sein, die Querrippen der Decke nicht nach unten, sondern nach

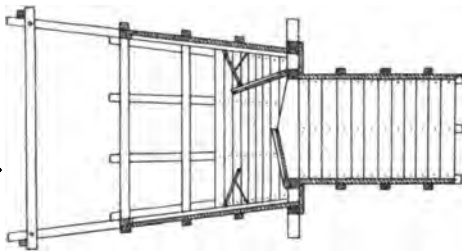


Fig. 893a.

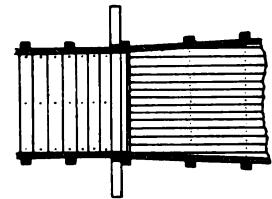


Fig. 893a.

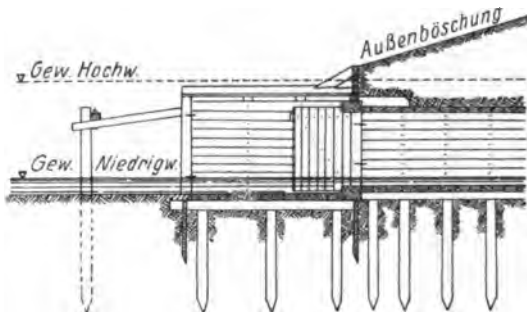


Fig. 893b.

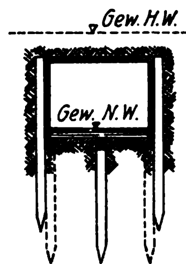


Fig. 893c.

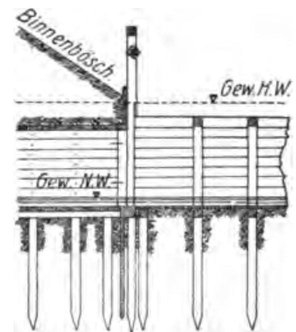


Fig. 893b.

oben vorspringen zu lassen, weil dann der Querschnitt ein größeres Wasserabführungsvermögen erhalten und gleichzeitig eine sehr wirksame Einbindung der Sieldecke in den Deichkörper erfolgen würde.

Die Tore der bedeckten Siele lehnen sich sowohl unten an eine Schlagschwelle als auch oben an den Schlagrahmen an und werden daher am besten aus lotrechten Bohlen oder Balken zusammengesetzt, die als Balken auf zwei Stützen zu berechnen sind: Fig. 895a und b. Den beiden äußeren Hölzern, der Wende- und Schlagsäule, gibt man eine größere Stärke als den mittleren. Die Bohlen werden stumpf zusammengesetzt und untereinander durch zylindrische Holz- oder Eisendübel sowie miteinander durch Riegel und Strebe verbunden. Bei kleinerer Sielweite oder beim Vorhandensein eines Mittelständers, der das Ende einer durchgehenden Mittelwand bildet, die das Siel in zwei nebeneinander liegende Teile zerlegt, ist es am einfachsten, jeden Teil durch ein einfaches Tor zu schließen. Fehlt dagegen der Mittelständer, so daß die geschlossenen

Tore sich unmittelbar berühren müssen, um den wasserdichten Schluß herzustellen, so müssen sie, da sie nie genau gleichzeitig zuschlagen, unter einem stumpfen Winkel zusammenstoßen, der etwa gleich 170° gewählt werden kann. Die Wendesäule der Tore ist unten mit einer Pfanne versehen, die auf einem Zapfen ruht, während sie oben in einen zylindrischen Hals ausläuft, der von einem Halsband umfaßt wird. Das Halsband muß sich leicht lösen und wieder befestigen lassen, damit eine etwa notwendig werdende Auswechslung der Tore schnell vollzogen werden kann.

Damit das Tor sich von selbst schließt, sobald die Strömung in das Siel tritt, lehnt es sich im geöffneten Zustande gegen Aufhalter, Fig. 896a und b, siehe auch Fig. 893a. An einer lotrechten eisernen Achse befindet sich ein wagerechter Arm, der in einen Knopf endigt und durch eine Strebe unterstützt ist. Gegen den Knopf lehnt sich das geöffnete Tor. Der Aufhalter wird durch einen Haken in seiner Stellung er-

Fig. 894a. Längenschnitt. Fig. 894b. Querschnitt.
Fig. 894a, b. Siel in Philadelphia.

Fig. 895a.

Fig. 895b.

Fig. 896a.

Fig. 896b.

halten, kann aber nach dessen Lösung flach an die Wand gedreht werden. Alsdann öffnet sich das Tor vollständig, wodurch eine sehr wirksame Entwässerung herbeigeführt wird. Das Tor muß aber bei der nächsten Flut durch den Wärter geschlossen werden, weil die Strömung jetzt solches nicht vermag.

Die schiffbaren offenen Deichsiele unterscheiden sich in ihrer Bauart grundsätzlich nicht von den später eingehend zu besprechenden Schiffsschleusen, weshalb von einem näheren Eingehen auf sie an dieser Stelle Abstand genommen wird. Im Flutgebiet mit außergewöhnlich hohen Sturmfluten erhalten sie dann außer einem Ebbetorpaare und einem Fluttorpaare noch ein Paar Sturmfluttore.

Hebersiel mit selbsttätiger Entlüftung zum Ent- und Bewässern der eingedeichten Marschen [13].

Die kostspieligen Siele bilden eine ständige Deichgefahr, da sie wegen ihrer tiefen Lage und meistens geringen Lichtweite gar nicht oder nur schwierig besichtigt werden

können. Es ist an sich erheblich billiger und dabei für den Deich viel weniger gefährlich, das Wasser durch einen Heber über den Deich abzuführen. Die naheliegende Verwendung des Hebers scheiterte aber bis vor kurzem daran, daß in den langen Pausen zwischen den Sielzügen infolge der Undichtigkeiten und der sich im Wasser entwickelnden Gase das Wasser im Heber so tief abfiel, daß der Heber absetzte, seine Ingangbaltung also eine beständige Wartung erfordert hätte, die naturgemäß ausgeschlossen war. Erst durch die dem Baurate Abraham unter Nr. 169886 patentierte Erfindung der selbsttätigen Heberlüftung unter Benutzung von Ebbe und Flut ist das »Hebersiel« zu einer größeren Bedeutung gelangt.

Bei diesen Hebersielen wird das Absetzen des Hebers dadurch verhütet, daß oberhalb des Scheitels ein größerer Raum *a* für die Aufspeicherung von Wasser geschaffen ist (Fig. 897). Aus diesem Raume zweigen Rohre *c* und *f* nach einer Wasserstrahlpumpe ab, die durch das unten bei *k* offene Rohr *i* mit dem Binnenwasser in Verbindung steht. Ist einmal der Heber mit Wasser angefüllt, dann entlüftet sich das Hebersiel vollständig selbsttätig. Es sei Flut, und das Außen- und Binnenwasser mögen beide gleich hoch stehen. Dann fließt im Heber kein Wasser über. Nur die im Wasser

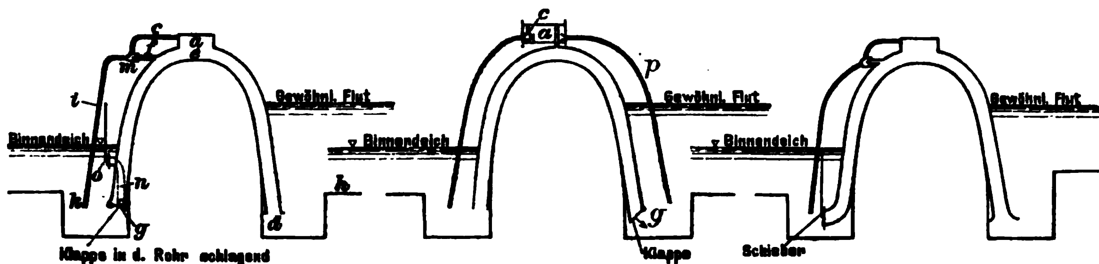


Fig. 897. Hebersiel für Ent- und Bewässerung mit binnendeichs liegender Abschlußklappe und Rohr (*n*) für Bewässerung.

Fig. 898. Hebersiel für Ent- und Bewässerung mit außendeichs liegender Abschlußklappe.

Fig. 899. Hebersiel für Bewässerung mit binnendeichs liegendem Abschlußschieber.

sich bildenden Gasblasen steigen in den Röhren auf und gelangen in den Raum *a*. Sobald nun mit fortschreitender Flut das Außenwasser über das Binnenwasser gestiegen ist, schließt sich die Klappe *g* des Hauptbebers und versperrt dem Flutwasser den Eintritt in das Binnenfeld, wie das bei jedem Siel der Fall ist. Durch das Rohr *fi* fließt nun aber Wasser hindurch, da es mit dem Binnenwasser und durch den Heberschenkel *de* auch mit dem Außenwasser in Verbindung steht. (Es handelt sich, wie beiläufig bemerkt sei, hierbei um ein Rohr *i* von nur 20 bis 25 mm Durchmesser, so daß die dem Binnenfelde zugeführten Wassermengen ganz unbedeutend sind und ohne jeden Schaden auch von dem kleinsten Verbande aufgenommen werden können.) Dieser Durchfluß wird mit steigendem Außenwasser immer kräftiger, so daß die Wasserstrahlpumpe bald imstande ist, Luft durch das Rohr *c* aus dem Raume *a* zu saugen und diesen so mit Wasser zu füllen. Die abgesaugte Luft wird in dem Rohre *i* mit dem Wasser fortgerissen und steigt bei *k* in Blasen aus dem Wasser auf. Die Kraft der Wasserstrahlpumpe nimmt zu bis zum Eintritt der Ebbe und dann allmählich wieder ab. Sobald das Außenwasser unter das Binnenwasser mit fortschreitender Ebbe gefallen ist, drückt, da auch der große Heber mit Wasser gefüllt ist, das Binnenwasser die Klappe *g* auf und strömt aus.

Nun liegt aber zwischen Hoch- und Niedrigwasser ein längerer Zeitraum, in dem die Außen- und Binnenwasserstände so wenig verschieden sind, daß die Wasserstrahlpumpe nicht die zur Luftförderung notwendige Kraft entwickeln kann. Der Behälter *a* nimmt dann die in den Rohren sich bildenden Gase auf und gibt dafür Wasser an den Heber ab. Er muß so groß sein, daß durch die Wasserabgabe das Wasser in ihm keinenfalls bis unter die Abzweigungsstelle des Rohres *f* sinkt. Da auch niemals Luft in die Rohrenden bei *d*, *g* und *k* eindringen kann, so bleibt der Heber beständig mit Wasser gefüllt. Es wird also die Zeit, in der eine größere Druckhöhe vorhanden ist, dazu benutzt, um Wasser über dem Heberscheitel aufzuspeichern, damit dieses für die übrige Zeit zur Verfügung steht und ohne fremde Nachhilfe nur unter der Wirkung der Schwerkraft an die Stelle der im Heber sich bildenden Gase treten kann.

Fig. 897 ist ein Entwässerungssiel, das auch zur Bewässerung benutzt werden soll. Soll bewässert werden, so wird mit der Hand der Schleusenschieber *o* geöffnet, welcher das Rohr *n* verschließt, das aus dem Hauptheber abzweigt. Bei dem Siel der Fig. 898 ist die Klappe *g* außendeichs angebracht. Hier muß zu dem oberen Behälter *a* ein besonderes Rohr *p* vom Außenwasser hergeführt werden. Durch die aufgezogene und offengehaltene Klappe *g* wird das Wasser eingelassen. Ein solches Siel von 0,30 m

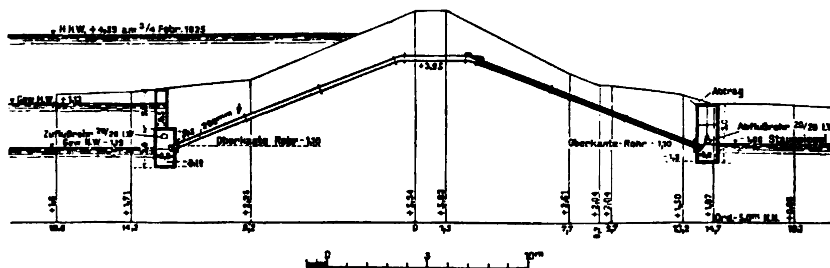


Fig. 900. Hebersiel zur Bewässerung von Ländereien des Isensee-Niederstricher Deich- und Schleusenverbandes.

Rohrdurchmesser ist bei Kleinwörden a. d. Oste ausgeführt und hat sich durchaus bewährt. Bei dem Bewässerungssiel der Fig. 899 wird der durch einen Schleusenschieber gebildete Heberverschluß mit der Hand geöffnet und bleibt dann so lange offen, so lange bewässert werden soll.

Die Hebersiele sind leicht und schnell herzustellen, gefahrlos im Bau und Betriebe. Die kleinsten Anlagen sowie die Rohre für die Entlüftung werden aus Blei- oder Gasrohren, größere bis zu etwa 60 cm Durchmesser aus gußeisernen Flanschenrohren hergestellt. Für große Rohre und bei nachgiebigem Untergrunde wird am besten Stahlblech verwendet. Gegen das Bilden von Wasseradern längs der Rohre werden diese außen mit aufgerauhtem Putz von Zement oder Goudron umhüllt.

Etwaigen Sackungen des Deiches können die Heber folgen, wenn zwischen die Rohre stärkere Gummidichtungen oder Wellrohre gelegt werden. Da das vorhandene Gefälle vollständig ausgenutzt wird und die Rohre beständig mit Wasser gefüllt bleiben, so wirken die Hebersiele sehr kräftig, erfordern daher einen kleineren Querschnitt als die üblichen Siele. Es ist auch nicht notwendig, den Sielquerschnitt zu vergrößern, nur um das Bauwerk von innen besichtigen zu können.

Die Hebersiele liegen auch in den Verschlüssen frostfrei und bedürfen daher nur geringer Wartung. Da die Klappen stets unter Wasser bleiben, so ist ein Einklemmen

von Eis oder schwimmenden Körpern nicht zu befürchten. Der Sielsohle kann, ohne daß dadurch eine nennenswerte Kostenvermehrung herbeigeführt wird, eine wesentlich tiefere Lage als bei den üblichen Sielen gegeben werden.

Das Hebersiel eignet sich auch besonders gut für Bewässerungen. Gerade das Land unmittelbar hinter den Deichen liegt häufig so hoch, daß es Wasser durch die vorhandenen Anlagen nicht bekommen kann, da zu den Verbänden meistens auch niedrige Flächen gehören, die unter Wasser gesetzt werden würden, bevor die hohen Ländereien

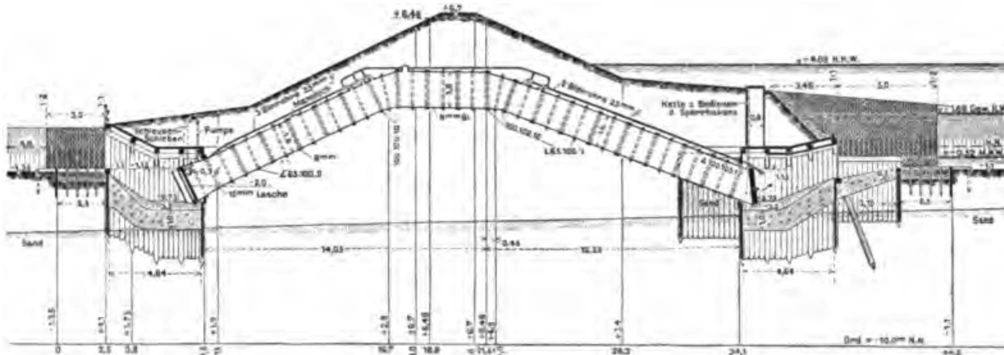
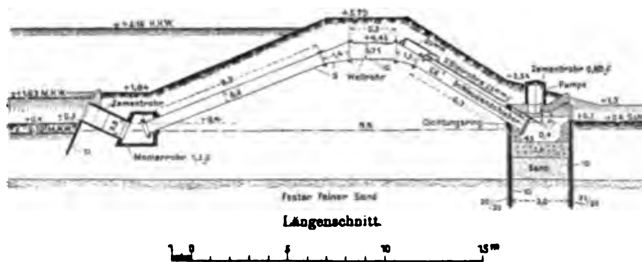


Fig. 901. Hebersiel für die Sielacht Wurthfleht. Längenschnitt.

Wasser erhalten. Das Hebersiel führt aber das Wasser unmittelbar in das hohe Land, zudem steht das Wasser binnendeichs unter dem vollen Druck des Außenwassers. Das Rohr *n* der Fig. 897 kann deshalb in solcher Höhe angeordnet werden, daß das Wasser nicht nur in die Gräben, sondern in geeigneten Fällen auch unmittelbar auf die Beetrücken geleitet werden kann. Fig. 900 ist ein Bewässerungssiel aus 20 cm weiten gußeisernen Rohren. Die Vorschleusen bestehen aus Zementringen.



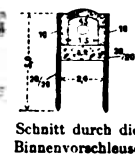


Fig. 902 a. Fig. 902 b.

Fig. 902 a, b. Hebersiel für Georgswerder, Gemeinde Wilhelmsburg bei Hamburg.

Fig. 901 stellt ein größeres Siel von 160 cm Durchmesser dar. Wegen des großen Rohrquerschnittes sind für die Lüftung mehrere Wasserstrahlpumpen übereinander angeordnet. Binnendeichs wird der Heber durch zwei halbkreisförmige Klappen verschlossen, welche die höheren Außenwasserstände kehren sollen. Zur größeren Sicherheit und zum Zurückhalten des Binnenwassers ist noch außendeichs eine Klappe angeordnet, die durch eine Klinke festgehalten werden kann. Das Rohrende außendeichs ist auf einen Sandkörper elastisch gelagert, der zwischen Spundwänden eingeschlossen ist. Das ist mit Rücksicht auf den außendeichs wenig tragfähigen Baugrund und deshalb geschehen, weil die Rohrenden auf die Vorschleusen selbst nicht abgestützt werden dürfen, da ihnen

damit die erforderliche Beweglichkeit genommen wäre. Für das Einlassen des Wassers in das Binnenfeld ist seitlich aus dem trichterförmig gestalteten binnenseitigen Einlauf des Hebers ein 30 cm weites, durch einen Schieber verschlossenes Rohr abgezweigt. Der Heber wird erstmalig mit einer gewöhnlichen Pumpe gefüllt, die fest in der Vorschleuse binnendeichs angebracht ist und deren Saugrohr an das Bleirohr des höchstgelegenen kleinen Hebers angeschlossen ist.

In Fig. 902a und b ist ein Bewässerungssiel dargestellt, das zum Spülen der Gräben der Insel Wilhelmsburg bei Hamburg bestimmt ist. Der Boden unter dem eigentlichen Deichkörper ist hier sehr weich. Dem Heberrohr aus 8 mm Stahlblechen ist seine Beweglichkeit durch ein im Scheitel eingeschaltetes Wellrohr verliehen. Das Siel wird durch einen von Hand zu bedienenden Schleusenschieber verschlossen.

VI. Abschnitt.

Die Kultur der Moore.

A. Verwesung und Vermoderung. Bildung der Moore.

Unter natürlichen Verhältnissen werden die Bestandteile abgestorbener Pflanzen fortdauernd zersetzt und unterliegen der Verwesung, wenn hierbei der Sauerstoff der Luft in hervorragendem Maße beteiligt ist. Die Verwesung ist also ein Oxydationsvorgang, eine langsame Verbrennung, bei der schließlich aller Kohlenstoff der organischen Pflanzenbestandteile in Kohlendioxyd und aller Wasserstoff in Wasser umgesetzt wird. Der Verlauf des Verwesungsvorganges hängt im wesentlichen ab von den verfügbaren Sauerstoff- und Wassermengen, dann auch von der Temperatur, der größeren oder geringeren Widerstandsfähigkeit der Pflanzenbestandteile gegen die Zersetzung und von dem Vorhandensein gewisser mineralischer Stoffe.

Je leichter der Luftsauerstoff zu den abgestorbenen Pflanzenresten gelangen kann, um so kräftiger wird die Oxydation von Kohlenstoff und Wasserstoff verlaufen.

Zur Verwesung gehört endlich unbedingt Wasser. Wird durch irgend einen Umstand der Zutritt des Luftsauerstoffes wesentlich gehemmt, so werden die abgestorbenen Pflanzenreste nur sehr langsam zersetzt und dabei zu Endprodukten umgewandelt, die in ihrer Beschaffenheit sich von den Verwesungsprodukten unterscheiden. Man spricht dann von einer Vermoderung. Die aus der Vermoderung der organischen Stoffe hervorgehenden Körper unterscheiden sich von den Verwesungsprodukten namentlich durch geringeren Sauerstoffgehalt und durch größeren Gehalt an Kohlenstoff.

Wird die schnelle Verwesung der in reichlicher Menge abgestorbenen Pflanzen durch irgend welche Umstände verhindert, z. B. durch größere, die abgestorbenen Pflanzen umgebende Wassermengen, die den Zutritt des Luftsauerstoffes hemmen oder doch stören, dann können allmählich so große Mengen vermoderter Pflanzenreste entstehen, daß diese den eigentlichen Boden bilden, demgegenüber der darunter liegende Mineralboden seine Bedeutung ganz verlieren kann. Solche Bildungen werden Moor genannt.

Die Beschaffenheit eines Moores wird hauptsächlich bedingt durch die Art der an seiner Bildung beteiligt gewesenen Pflanzen und in zweiter Linie durch den Zersetzungszustand der abgestorbenen Reste dieser Pflanzen. Der letztere hängt nun ab sowohl von der Art der moorbildenden Pflanzen, als auch von den äußeren Verhältnissen, unter denen sich die Vermoderung vollzogen hat.

Da nun aber die Entwicklungsmöglichkeit einer jeden Pflanzenart vornehmlich bedingt wird durch die Beschaffenheit des Bodens und des sie nährenden Wassers, so hängt die Beschaffenheit eines Moores ab von der des Bodens, auf dem es entstanden ist, und der des Wassers, das den moorbildenden Pflanzen von außen zugeflossen ist.

B. Einteilung der Moore.

Ein armer Sandboden und ein an Nährstoffen armes Wasser ermöglichen nur das Wachstum anspruchsloser Pflanzen, vor allem gewisser Moose der Gattung Sphagnum, heidekrautartiger Gewächse (Erica, Calluna u. a.) und gewisser Riedgräser, namentlich des Wollgrases (Eriophorum vaginatum). Vermöge der durch den eigentümlichen Bau dieser Pflanzen begünstigten Kapillarkraft steigt das Wasser zu beträchtlicher Höhe an, wobei das Moor sich häufig in der Mitte hoch aufwölbt. Die Heidekrautgewächse und das Wollgras haben das Bestreben, sich in kleinen Hügeln abzusondern, die erst recht einer vollkommenen Verwesung widerstehen. Sobald das Wasser nicht mehr kapillar bis zur Oberfläche zu steigen vermag, hören die Moore auf zu wachsen, sterben die Moose ab und überziehen sich mit Heidekraut. Wegen des Abschlusses der atmosphärischen Luft können die Moose nur unvollständig verwesen und nur verkohlen. Ein solches Moor heißt Hochmoor, auch Moosmoor oder Kieselmoor genannt. Dem Hochmoore eigentümlich ist seine Armut an Pflanzennährstoffen, namentlich an Kalk. Ferner ist dem Hochmoore infolge der hartstengeligen, verkohlten Pflanzenreste eigen eine grobe, faserige Beschaffenheit seiner Hauptmasse, des Fasertorfes. Unter diesem lagert eine vollständig zersetzte schwarze Pflanzenschicht, der Pechtorf, der sich durch einen sehr guten Brennwert auszeichnet. Über dem Fasertorf lagert der Moostorf, eine rötlich-gelbliche Schicht, deren einzelne Pflanzenteile noch gut zu erkennen sind, während die Oberfläche aus der Bunkerde gebildet wird, einer mit Humus und angewehten Mineralstoffen vermischte faserige Schicht.

Vom Hochmoor unterscheidet sich scharf das Niederungsmoor, auch Grünlandsmoor, Wiesenmoor, Kalkmoor genannt, dessen Bildung an das Vorhandensein eines an Nährstoffen, namentlich an Kalk reichen Bodens, wie er besonders in den Flußniederungen vorkommt, gebunden ist. Tritt das selbst an Nährstoffen reiche, ebenfalls kalkhaltige Wasser zeitweilig aus, so entstehen Sümpfe, in denen Wasserpflanzen, wie Rohr, und an deren Rändern Gräser, namentlich Riedgräser und Binsen, üppig gedeihen. Hat die Fläche eine solche Höhe erreicht, daß sie nicht mehr unter Wasser gesetzt wird, dann hört die Moorbildung auf, während bald darauf ihre Oberfläche sich mit Moosen und Sumpfgräsern überzieht.

Das Niederungsmoor enthält erheblich weniger unzersetzte Pflanzenteile als die Masse des Hochmoores und weist eine mehr humusartige Beschaffenheit auf. Es ist häufig durchsetzt von Sand- oder Lehmschichten, die bei früheren Überflutungen auf der Fläche als Ablagerungen zurückblieben. Vermöge seines Kalkgehaltes ist das Niederungsmoor weit fruchtbarer als das Hochmoor.

Ein aufwachsendes Hochmoor kann in ein Niederungsmoor übergehen, wenn irgend welche Umstände eine Überflutung mit kalkreichem Wasser herbeiführen. Weit häufiger finden sich aber Übergänge von Niederungsmooren in Hochmoore. Hat sich z. B. die Oberfläche eines Niederungsmoores so hoch erhoben, daß weder der an Nährstoffen reiche Untergrund, noch kalkreiche äußere Zuflüsse für die jüngste Pflanzendecke wirksam sind,

andererseits aber noch genug Feuchtigkeit vorhanden ist, um hochmoorbildenden Pflanzen das Wachstum zu ermöglichen, dann verdrängen diese die früheren Pflanzen, und es kann sich dann über dem Niederungsmoor ein Hochmoor bilden. Der größere Teil der in Süddeutschland, in der Schweiz und in Österreich vorkommenden Hochmoore ruht sehr wahrscheinlich auf Niederungsmooren. Auch die Marschmoore auf dem Schwemmlande der Küstengebiete Nordwestdeutschlands sind solche Übergangsbildungen: hier hat der kalkreiche Marschboden das üppige Wachstum des gemeinen Dachrohres und damit die Entstehung ausgedehnter Dargtorflager veranlaßt. Als diese so mächtig geworden waren, daß die nachwachsenden Pflanzen ihre Nahrung nicht mehr dem ursprünglichen Boden entnehmen konnten, traten an die Stelle des Rohres nacheinander heidetorfbildende Pflanzen, Torfmoose und endlich wieder Heidekräuter [1].

C. Eigenschaften des Moorbodens.

Der Moorboden besitzt ein sehr erhebliches Wasserfassungsvermögen, das den Zutritt der Luft erschwert, die Bildung schädlicher Stoffe befördert und die Verdunstung begünstigt. Deshalb ist Moorboden kalt. Die Wintersaaten frieren leicht auf und werden durch Zerreißung der Wurzelfasern geschädigt. Wird ein Moorboden zu stark entwässert, dann nimmt er bei starker Sonnenbestrahlung eine staubartige Beschaffenheit an, so daß bei starken Winden die Pflanzenwurzeln ausgeweht werden. Wegen seiner dunkeln Farbe wird der Moorboden bei Tage ebenso stark erwärmt, wie nachts durch Wärmeausstrahlung abgekühlt. So entstehen erhebliche, den Kulturpflanzen schädliche Temperaturschwankungen.

D. Die Kultur der Moore.

Das Bestreben, die Moore landwirtschaftlich nutzbar zu machen, ist sehr alt und hat die verschiedensten Verfahren ins Leben gerufen, die aber alle darin übereinstimmen, die dem Pflanzenwuchse schädlichen Eigenschaften des Moorbodens tunlichst zu beseitigen. Um ein Moor kulturfähig zu machen, ist vor allem eine sachgemäße Entwässerung desselben erforderlich, die den Eintritt der Luft ermöglicht, die Zersetzung befördert und die Bodenwärme erhöht. Dadurch erhält der Boden ein dichteres Gefüge, die Pflanzenwurzeln reichen in größere Tiefe, so daß eine reichlichere Zuführung der Nährstoffe bewirkt wird. Das Maß der Grundwassersenkung hängt von der Mächtigkeit und Beschaffenheit der Moorschicht sowie von der Art der anzubauenden Kulturgewächse ab. Bei der Planung ist zudem zu beachten, daß lockere Moorböden infolge der Entwässerung sich setzen, so daß nach einigen Jahren eine weitere Absenkung sich erforderlich macht. Andererseits ist eine zu weitgehende Austrocknung der oberen Schichten wegen der erwähnten Staubbildung zu verhüten. Man wird daher durch geeignete Stauvorrichtungen in den Entwässerungsgräben oder Stauventile in den Drainröhren den Grad der Bodenfeuchtigkeit regeln müssen. Im übrigen unterscheidet sich das Entwässerungsnetz grundsätzlich nicht von den bei der Entwässerung erörterten Anlagen. Es lassen sich vier Kulturarten unterscheiden:

1. Die Kultur der Niederungsmoore durch Entwässerung und Düngung;
2. die Kultur der Niederungsmoore durch Entwässerung, Deckung mit einer Schicht mineralischen Bodens und Düngung (Deck- oder Dammkultur);

3. die Kultur der Hochmoore durch Entwässerung, Abtorfung, Vermischung der oberen Schicht mit mineralischem Boden und Düngung (Misch- oder Fehnkultur);

4. die reine Hochmoorkultur auf dem nicht abgetorften Moore.

1. Die Kultur der Niederungsmoore durch Entwässerung und Düngung.

Sie wird nur bei der Wiesen- und Weidenkultur angewendet. Mit dem Verschwinden der stauenden Nässe verlieren die Moose und sauren Gräser ihre Lebensbedingungen, während sich bessere Gräser und Futterpflanzen allmählich einstellen. Auf die Einzelheiten der Düngung mit Kunstdünger soll hier nicht eingegangen werden. Sobald das Grundwasser mehr als 50 cm unter die Oberfläche gesenkt wird, ist zur Erhaltung der Feuchtigkeit der Wiese eine Besandung in etwa 12 cm Stärke zu empfehlen, aber nicht immer wegen der mit ihr verbundenen Kosten ausführbar. Dann muß man sich mit einer weniger tief reichenden Entwässerung begnügen.

2. Die Deck- oder Dammkultur der Niederungsmoore.

Das von Rimpau eingeführte Verfahren bezweckt die Ermöglichung der Ackerkultur auf Niederungsmooren. Das Grundwasser wird durch Anlage eines Grabennetzes auf mindestens 1 m unter die Oberfläche abgesenkt. Das Gebiet wird mittels Gräben in Dämme eingeteilt. Senkrecht zu den einander parallelen Gräben und in einem Abstande von etwa 8 m von ihnen wird ein Hauptentwässerungskanal angelegt, in den das Wasser aus den Dammgräben mittels 15 cm weiter Drains geleitet wird. Der aus den Gräben ausgehobene Moorboden wird auf den 20 bis 40 m breiten Dämmen gleichmäßig verteilt und mit einer 10 bis 12 cm starken Sandschicht überdeckt. Die Abmessungen der Gräben hängen wesentlich davon ab, ob die Sanddeckschicht ihnen entnommen werden kann oder nicht. Im ersteren Falle ergeben sich die Querschnitte der Gräben aus dem Sandbedarfe und der Tiefe des Moores; anderenfalls gibt man den Gräben eine Breite von 2,5 bis 5 m und 1,5 m Tiefe. Ihre Böschungen werden $^1/_4$ bis $^1/_2$fach, ihr Sohlengefälle mit etwa 0,0001 bis 0,0002 angelegt.

Durch die Deckschicht wird dem Boden seine Feuchtigkeit erhalten, da sie die Verdunstung vermindert. Deshalb muß aber auch die genannte tiefe Grundwassersenkung stattfinden. Die Deckschicht verdichtet ferner den Boden und beseitigt fast vollständig die Gefahr des Ausfrierens der Pflanzen. Für die Deckschicht eignet sich am besten grober Sand, weil er den Zutritt der Luft zu dem Moore am wenigsten verhindert. Zudem wird er nicht so leicht verweht wie feiner Sand.

3. Die Misch- oder Fehnkultur der Hochmoore.

Bei diesem Verfahren geht die Ausbeutung der Torflager der Kultivierung voraus. Die Aufschließung erfolgt nach einem vorher festgelegten Plane, der die Entwässerung des abgegrabenen Untergrundes umfaßt. Die großen Vorfluter werden als Schiffahrtswege ausgebaut. Von einem vorhandenen schiffbaren Wasserlaufe wird ein sogenannter Hauptkanal in das Moor vorgetrieben, von diesem gehen die Seitenkanäle und von den Seitenkanälen wiederum die kleineren Kanäle, die sogenannten Inwieken, ab, so daß das ganze Moor von einem Netz von Wasserwegen durchschnitten wird. Die Kanäle dienen zugleich der Entwässerung und der Ausfuhr des Brenntorfes sowie der Einfuhr von Dungstoffen oder Schlick als Rückfracht. Die Hauptkanäle erhalten eine Wassertiefe von 2 m. Sie werden womöglich so tief in den unter dem Moore lagernden Sand-

boden eingeschnitten, daß ihr Wasserspiegel etwa 0,3 bis 0,5 m unter der Oberfläche des Sandes gehalten wird. Die Breite im Wasserspiegel beträgt 12 bis 14 m, die Sohlenbreite etwa 8 m. Die Inwieken erhalten eine geringere Breite als die Hauptkanäle, aber annähernd die gleiche Wassertiefe wie diese, so daß die Torfschiffe bis zu den Ladeplätzen fahren können. Bei dem Abtorfen wird die obere jüngere Moostorfschicht, die Bunkerde, die als Brenntorf nicht verwertbar, aber für die Kultur des Untergrundes besonders wertvoll ist, auf die bereits abgetorfte Fläche geworfen und mit dem Sande des mineralischen Untergrundes vermischt. Diese Bodenmischung wird mit natürlichem Dung oder Schlick gedüngt und gibt dann einen ausgezeichneten Kulturboden ab. Bei dieser Verfehnung wird also auf dem Hochmoor keine Landwirtschaft getrieben, sondern nur auf dem abgegrabenen sogenannten Leegmoor.

4. Die reine Hochmoorkultur.

Ein der Verfehnung annähernd gleichwertiges Kulturverfahren ist die allerdings schwieriger zu betreibende Hochmoorkultur auf dem nicht abgetorften Moore. Bei sachgemäßer Behandlung können nicht nur alle Feldfrüchte mit bestem Erfolge darauf angebaut, sondern auch Wiesen und Weiden, die an Ertrag den besten Grünlandflächen der Marschen gleichstehen, unter durchaus zu rechtfertigenden Aufwendungen auf Hochmoor angelegt werden. Die Armut des Hochmoores an wichtigen Pflanzennährstoffen ist heute bei der großen Verbreitung der künstlichen Düngemittel nicht mehr so bedeutungsvoll wie in früheren Zeiten. Besonders muß der Boden reichlich mit Kalk versorgt werden, um die starken, dem Pflanzenwuchse hinderlichen Humussäuren des Hochmoores zu binden und damit unschädlich zu machen. Die Kultur von Wiesen und Weiden auf Hochmoor erfordert das jährliche mehrmalige Beziehen des gedüngten Bodens mit schweren Walzen. Auch der Kultivierung der Hochmoore muß eine genügende Entwässerung vorangehen. Zweckmäßiger als die Binnenentwässerung durch offene Gräben ist die Anlegung einer Drainage. Die Drains sind im Interesse der Wasserregelung mit Stauventilen zu versehen, damit einer zu starken, namentlich den Wiesen und Weiden schädlichen Entwässerung vorgebeugt werden kann. —

Die alte Moorbrandkultur, bei welcher der notdürftig entwässerte und durch Hacken gelockerte Boden im Frühjahr in Brand gesteckt und dann Buchweizen, auch wohl Hafer, in die Asche gesät wurde, ist heute als Urbarmachungsverfahren ausgeschlossen. Es war ein in seinem Ergebnis unsicheres und den Boden erschöpfendes Verfahren. Nur bei sehr schwierig zu bearbeitenden Böden kann heute ein ein- oder zweimaliges Brennen des Moores als Vorkultur ausnahmsweise in Frage kommen.

Dagegen hat die Hochmoorkultur an Bedeutung gewonnen durch die neueren Bestrebungen der Industrie, den Torf in umfangreichem Maße technisch zu verwerten. Durch die Errichtung von Überlandzentralen hat der Torf einen Platz gewonnen in der Reihe der großen industriellen Energiequellen. Der Brennwert des Torfes wird durch die Zentralen an Ort und Stelle ausgebeutet und in der Form elektrischer Kraft durch den Draht ins Land geleitet und dort verwertet.

Nach dem heutigen Stande dürfte eine Siedlung, die der Verfehnung und reinen Hochmoorkultur Rechnung trägt, die zweckmäßigste sein.

Durch die Verfehnung allein kann auch bei dem Vorhandensein von Überlandzentralen eine schnelle Besiedlung der Moore nicht erzielt werden, da selbst von einem großen Kraftwerke jährlich nicht mehr als 10 bis 20 ha abgetorft werden können. Dagegen gestattet die reine Hochmoorkultur die sofortige Inangriffnahme umfangreicher

Flächen. Es wird dann zunächst die ganze Mooroberfläche kultiviert und später im Laufe von Jahrzehnten der Torf verwertet und somit allmählich zur Fehnkultur übergegangen.

Benutzte Literatur.

[1] Moritz Fleischer, Die Bodenkunde auf chemisch-physikalischer Grundlage. Erster Abschnitt aus »Grundlehren der Kulturtechnik«. Herausgegeben von Ch. Aug. Vogler, 2. Aufl. Berlin 1898.
[2] Emil Perels, Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues, 2. Aufl. Berlin 1884.
[3] v. Fragstein, Die Entwässerung der Linkuhnen-Seckenburger Niederung. Zeitschr. f. Bauwesen, 1889, S. 117 u. f.
[4] Post, Über die verschiedenen Arten von Dampfschöpfwerken zur Entwässerung von Niederungen. Zeitschr. f. Bauwesen, 1894.
[5] Gerhardt, Umgestaltung der Drainagebauten von Längsdrainagen zu Querdrainagen. Berlin 1891.
[6] J. Spöttle, Landwirtschaftliche Bodenverbesserungen. Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 3. Teil, 7. Band, 4. Aufl. Leipzig 1907.
[7] Emil Perels, Abhandlungen über Kulturtechnik. Jena 1889.
[8] C. Post, Wasserwirtschaft in den norddeutschen Seemarschen und Verbesserung derselben durch Dampfkraft. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Vereines zu Hannover, 1894, S. 250 u. f.
[9] G. Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1898.
[10] Hess, Die Bruchhausen-Syke-Thedinghäuser Meliorationsanlage. Zeitschr. d. Arch.- und Ing.-Vereines zu Hannover, 1892, S. 27 u. f.
[11] Handbuch für Eisenbetonbau, 4. Band, 2. Aufl., Berlin 1910, S. 158.
[12] G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 2. Aufl., 3. Teil, 1. Band, Berlin 1878.
[13] Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1907, S. 345 u. f.

Quellennachweis der Figuren.

Die eingeklammerten Zahlen [ ] beziehen sich auf den Literaturnachweis.

Fig. Nr.	Quelle	Fig. Nr.	Quelle
845	[3]	880/886	[10]
847	G. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 1. Teil, 1. Band, Taf. X; 3. Auflage, Berlin 1870.	887	Zeitschr. f. Bauwesen, 1881, Bl. 57.
		889	Desgl.
		890	Handb. d. Ing.-Wissenschaften, 3. Bd. Leipzig 1879.
848/849	[2]		
850/864	[4]	891	[11]
868	[8]	892	Handb. d. Ing.-Wissenschaften, 3. Bd. Leipzig 1879.
869/871	[1]		
872/873	[5]	893	[12]
874	[1]	894	[11]
875/876	[2]	895/896	[12]
877/879	[8]	897/902	[13]

Druck von Breitkopf & Härtel in Leipzig.

